РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ



Н. Н. Абрамов, М. М. Поспелова, М. А. Сомов,
В. Н. Варапаев, Д. Х. Керимова

РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ

Издание четвертое, переработанное и дополненное

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебного пособия для студентов вузов, обучающихся по специальности «Водоснабжение и канализация»

Москва
Стройиздат
1983

ББК 38.761.1
Р24
УДК 628.152

Рецензент — канд. техн. наук М. П. Майзельс (НИИ КВОВ АКХ им. К. Д. Памфилова).

Р24

Расчет водопроводных сетей: Учеб. пособие для вузов / Н. Н. Абрамов, М. М. Поспелова, М. А. Сомов и др. — 4-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1983. — 278 с., ил.

Изложены основные методы проектирования и расчета водопроводных сетей при их совместной работе с насосными станциями и регулирующими емкостями. Рассмотрены системы подачи и распределения воды разных типов, особенности расчета систем с нефиксированными отборами и гравитационных систем. Приведены основные сведения об использовании вычислительных машин для расчета водопроводных сетей.

Для студентов строительных вузов, обучающихся по специальности «Водоснабжение и канализация».

3206000000—464
Р ——————— 104—83
047(01)—83

ББК 38.761.1
6С9.3

© Стройиздат, 1976

© Стройиздат, 1983, с изменениями

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3
Глава I. **Определение расчетных объемов водопотребления. Режимы водопотребления** 4
§ 1. Основные виды потребления воды. Объекты водоснабжения . . 4
§ 2. Город как комплексный объект водоснабжения 4
§ 3. Режим расходования воды в течение суток. Графики водопотребления. Расчетные часовые расходы 12
Глава II. **Магистральные и распределительные сети городских водопроводов. Расчетные схемы отбора воды** 15
§ 4. Типы сетей городских водопроводов 15
§ 5. Способы отбора воды потребителями из сети городского водопровода 18
§ 6. Условные расчетные схемы отбора воды из сети городского водопровода 19
§ 7. Особые случаи отбора воды из сети городского водопровода. Нефиксированные отборы 21
Глава III. **Основные типы систем подачи и распределения воды и расчетные случаи их работы** 22
§ 8. Водопроводная сеть как неотъемлемая часть системы подачи и распределения воды 22
§ 9. Особенности работы систем различных типов 23
§ 10. Выбор расчетных случаев работы системы 28
Глава IV. **Начальное потокораспределение в кольцевых сетях. Определение диаметров труб** 30
§ 11. Задачи и принципы начального потокораспределения 30
§ 12. Определение диаметров труб. 34
§ 13. Основные принципы повышения надежности работы сети. . . 42
Глава V. **Экономический фактор и определяющие его параметры** . . 45
§ 14. Экономический фактор 45
§ 15. Стоимость электроэнергии 45
§ 16. Стоимость строительства водопроводных линий 47
§ 17. Влияние режима работы системы подачи и распределения воды 48
§ 18. Влияние экономических и гидравлических параметров . . . 50
Глава VI. **Определение потерь напора в водопроводных трубах** . . . 52
§ 19. Основные зависимости 52
§ 20. Практические методы определения потерь напора при расчете водопроводных сетей 55
Глава VII. **Гидравлический расчет систем с одним водопитателем и без нефиксированных отборов** 57
§ 21. Общие положения 57
§ 22. Методы внутренней увязки кольцевых сетей 57
§ 23. Алгоритм расчета кольцевой сети с башней в ее начальном точке 62
§ 24. Расчет кольцевой сети с односторонним питанием от башни по методу Лобачева—Кросса на основные расчетные случаи 64
§ 25. Расчет системы «насосы—водоводы—башня» 78
§ 26. Поверочные расчеты системы 97
Глава VIII. **Гидравлический расчет систем с контррезервуаром** . . 111
§ 27. Методы расчета систем подачи и распределения воды с учетом

Стр.

совместной работы водопитателей и нефиксированных отборов . . . 111
§ 28. Алгоритм расчета кольцевой сети с контррезервуаром 116
§ 29. Расчет сети городского водопровода с контррезервуаром . . . 118
§ 30. Анализ результатов расчета сети городского водопровода . . . 155

Глава IX. **Особенности гидравлических расчетов систем подачи и распределения воды с несколькими водопитателями и нефиксированными отборами** 162

§ 31. Основные типы систем. 162
§ 32. Системы с одной питающей насосной станцией и двумя или более напорно-регулирующими емкостями 163
§ 33. Системы с несколькими питающими насосными станциями и одной или несколькими напорно-регулирующими емкостями 169
§ 34. Зонная система с последовательно включенными зонами 170

Глава X. **Особенности расчета гравитационных систем водоснабжения** 175

§ 35. Общие положения. Типы систем 175
§ 36. Системы, имеющие кольцевые сети и один гравитационный водопитатель 178
§ 37. Системы с двумя или более гравитационными водопитателями и нефиксированными отборами 184
§ 38. Системы смешанного питания 186
§ 39. Анализ целесообразности использования гравитационной подачи воды при малых располагаемых напорах 188

Глава XI. **Особенности расчета скважинных систем водоснабжения** 194

§ 40. Общие положения 194
§ 41. Последовательность расчета скважинных систем 196
§ 42. Особенности гидравлического расчета скважинных систем . . 197
§ 43. Расчет скважинной системы 199

Глава XII. **Основные сведения об ЭВМ** 202

§ 44. Общие положения 202
§ 45. Типы вычислительных устройств и структура ЭВМ 203
§ 46. Этапы решения задачи на ЭВМ 210
§ 47. Подготовка данных для ЭВМ 212

Глава XIII. **Численные методы расчета водопроводной сети на ЭВМ** 217

§ 48. Два способа математической постановки задачи при исследовании водопроводной сети 217
§ 49. Методы решения систем уравнений 222
§ 50. Методы минимизации функции многих переменных 231
§ 51. Метод Лобачева—Кросса 233
§ 52. Модификации метода Лобачева—Кросса и другие методы увязки сети 241

Глава XIV. **Использование ЭВМ для увязки водопроводной сети** . . 248

§ 53. Различные способы задания информации о конфигурации сети 248
§ 54. Определение на ЭВМ начальных значений расходов во всех участках сети при поверочном расчете 256

Стр.
§ 55. Краткий обзор некоторых разработанных программ для ЭВМ 259
§ 56. Примеры увязки сети на ЭВМ 263
Приложения 271
Список литературы 275

ПРЕДИСЛОВИЕ

Современное состояние и быстрый рост систем городских водопроводов, увеличение числа используемых одновременно источников водоснабжения, насосных станций и регулирующих емкостей требуют совершенствования методов расчета систем подачи и распределения воды. В условиях вовлечения в производство огромных сырьевых, топливно-энергетических и других материальных ресурсов приобретает большое народнохозяйственное значение экономное и рациональное использование всех их видов. Создание более надежных и экономичных систем водоснабжения будет способствовать успешному выполнению намеченных XXVI съездом КПСС планов экономического и социального развития страны и в том числе обеспечению рационального использования ее производственного потенциала, определенного постановлением июньского (1983 г.) Пленума ЦК КПСС как одна из кардинальных народнохозяйственных проблем.

Перед проектировщиками ставится задача создания удовлетворяющих требованиям надежности и экономичности инженерных систем водоснабжения (новых или реконструируемых), работающих в условиях нерегулируемого непрерывного возрастания водопотребления, сопровождающегося циклическими изменениями. Необходимо гарантировать обеспечение потребителей водой при возможных пиковых нагрузках и при любых отказах элементов системы, а также обеспечение экономически целесообразной работы системы в периоды малых нагрузок. Сложность решения такой проблемы очевидна.

В целях вероятностной оценки пиковых нагрузок для обоснованного назначения расчетных расходов и режима совместной работы элементов системы изучаются закономерности водопотребления и накапливаются статистические данные по фактическим объемам и режимам водопотребления. Разрабатываются методы использования регулирующих емкостей, станций регулирования, зонирования систем, автоматизации работы водопитателей и т. п.

Исключительная сложность обоснования наивыгоднейших решений при проектировании систем подачи и распределения воды, многообразие факторов, влияющих на технико-экономические показатели этих систем, определяют особенности практических методов их расчета.

В учебном пособии освещены достижения в области теории и практических методов расчета систем водообеспечения, на конкретных примерах изложена методика применения современных способов расчета водопроводных сетей и всей системы подачи и распределения воды, дан всесторонний анализ работы сети, рассмотрен выбор параметров связаиных с ней сооружений. Сеть рассчитывается в условиях ее совместной работы с насосными станциями и регулирующими емкостями при заданных режимах водопотребления *.

Успешное решение сложных задач расчета систем подачи и распределения воды практически неосуществимо без использования вычислительной техники. В связи с этим в учебном пособии освещены вопросы, связанные с применением ЭВМ для расчетов водопроводных сетей. Даны краткие сведения об ЭВМ и изложен математический аппарат, используемый при расчете гидравлических сетей. Подробно рассмотрены, в частности, метод Лобачева — Кросса и его различные модификации. Приведены типичные способы задания информации для ЭВМ, описывающей конфигурацию сети, и дан краткий обзор программ, созданных для решения различных задач водоснабжения. В заключение изложены примеры расчета сетей с помощью программы для ЕС ЭВМ.

Главы I—IV, VII (§ 21—23), IX и X написаны д-ром техн. наук, проф. Н. Н. Абрамовым, глава VIII написана канд. техн. наук, доц. М. М. Поспеловой, главы V—VII (§ 24—26), XI и приложения написаны канд. техн. наук доц. М. А. Сомовым, главы XII—XIV — канд. техн. наук, доц. В. Н. Варапаевым и ст. преподавателем Д. Х. Керимовой.

Авторы выражают глубокую признательность канд. техн. наук М. П. Майзельсу за ценные замечания, сделанные при рецензировании рукописи.

* Вопросы расчета и проектирования сетей в основном решены применительно к системам водоснабжения населенных пунктов, характеризующимся особой сложностью расчета сети.

ГЛАВА I
ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ОБЪЕМОВ ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ. РЕЖИМЫ ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ

§ 1. Основные виды потребления воды. Объекты водоснабжения

Размеры и мощности отдельных элементов инженерных систем водоснабжения устанавливают исходя из заданных нагрузок для этих элементов (или предполагаемых нагрузок в процессе их эксплуатации). Нагрузки представляют собой расчетные количества воды, которые эти элементы должны подавать или транспортировать в единицу времени, аккумулировать или хранить. Основой для определения нагрузок служат заданные количества потребляемой воды, режим ее потребления, а также требуемые и допустимые значения давлений в водопроводной сети.

Различают следующие основные виды (категории) потребления воды:

1) на хозяйственно-питьевые нужды населения;

2) на производственные нужды промышленных предприятий;

3) на поливку и мойку территорий населенных пунктов (улиц, площадей), поливку зеленых насаждений, работу фонтанов и т. п.*;

4) на тушение пожаров.

Первые три категории предусматривают непрерывную, хотя и изменяющуюся во времени, подачу воды, четвертая категория предусматривает эпизодическую подачу воды (при возникновении пожаров), осуществляемую за счет имеющихся резервных емкостей. Необходимость подачи воды для нужд пожаротушения следует учитывать при проектировании и устройстве водопровода.

Система водоснабжения должна удовлетворять нужды всего объекта, который она обслуживает. Большинство объектов водоснабжения представляет собой комплекс потребителей воды различных категорий.

Наиболее характерными объектами водоснабжения являются:

1) населенные пункты (города и поселки различного типа);

2) промышленные предприятия или группы предприятий (промышленные комплексы), расположенные вне города;

3) сельскохозяйственные объекты (сельскохозяйственные предприятия, поселки, пастбища и т. п.).

Все эти объекты водоснабжения требуют подачи различных количеств воды для перечисленных категорий водопотребления.

§ 2. Город как комплексный объект водоснабжения

Все населенные пункты и особенно крупные города представляют собой весьма сложные комплексы разнообразных потребителей воды.

* Полив сельскохозяйственных полей в задачу систем водоснабжения не входит и осуществляется системами орошения.

Расходование воды на хозяйственно-питьевые нужды населения является основной категорией водопотребления в городе. Количество расходуемой воды зависит от степени санитарно-технического благоустройства районов жилой застройки и от климатических условий.

Анализ фактических расходов воды по этой категории водопотребления на одного жителя для различных условий дает основания для составления норм хозяйственно-питьевого водопотребления (табл. I.1). Эти нормы, периодически пересматриваемые, включены в главу СНиП-31-74 «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения». Их следует использовать при составлении проектов городских водопроводов для определения расчетных объемов потребления воды на хозяйственно-питьевые нужды.

Таблица I.1

Степень благоустройства районов жилой застройки	Нормы хозяйственно-питьевого водопотребления в населенных пунктах на одного жителя среднегодичные (за год) q, л/сут
Застройка зданиями, оборудованными внутренним водопроводом и канализацией, без ванн . .	125—160
То же, с ваннами и местными нагревателями . .	160—230
То же, с централизованным горячим водоснабжением	230—350

Приведенные в табл. I.1 нормы включают расходы воды на хозяйственно-питьевые и бытовые нужды в жилых и общественных зданиях, в том числе на предприятиях коммунально-бытового обслуживания населения.

Выбор норм водопотребления в пределах, указанных в табл. I.1, следует производить с учетом природно-климатических условий, мощности источника водоснабжения, степени благоустройства, этажности застройки, уклада жизни населения и других местных условий.

Количество воды на нужды местной промышленности, обслуживающей население, и неучтенные расходы допускается принимать в размере 5—10% суммарного расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды населенного пункта.

Следует иметь в виду, что при централизованной системе горячего водоснабжения с непосредственным отбором воды из тепловых сетей до 40% общего расхода воды подается потребителям из сетей теплоснабжения.

Зная число жителей N_i в отдельных районах города с различной степенью санитарно-технического благоустройства жилищ, можно определить средний за год суточный расход воды на хозяйственно-питьевые нужды города в целом:

$$Q=\Sigma\,(q_i N_i). \qquad (I.1)$$

Для правильного расчета систем водоснабжения весьма важно учитывать неизбежные изменения и колебания во времени принятых значений расчетных объемов водопотребления. Такие изменения про-

исходят в результате постоянного изменения (увеличения) полного расхода воды городом в течение периода работы системы водоснабжения до ее реконструкции (расширения) и пуска в эксплуатацию новых водопроводных сооружений. За рассматриваемый период t, лет, годовой расход воды и соответственно средний за год суточный расход воды Q будут меняться как вследствие увеличения числа жителей N, так и (весьма часто) вследствие повышения степени благоустройства районов жилой застройки (т. е. изменения величины q). Таким образом, полный расчетный расход воды должен быть определен в соответствии с намеченными (в данном городе) ростом населения (величины N_i) и повышением уровня санитарно-технического оборудования жилищ.

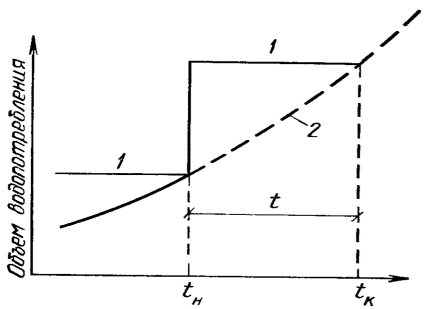


Рис. I.1

Расчетный срок t с момента пуска новых сооружений ($t_н$ на рис. I.1) до очередного расширения или реконструкции водопровода ($t_к$ на рис. I.1) определяют исходя из предельной пропускной способности проектируемых водопроводных сооружений (ломаная линия *1* на рис. I.1) и намеченных (предполагаемых) темпов роста водопотребления (кривая *2*).

В пределах каждого года происходят циклические колебания суточного расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды: сезонные, связанные с изменениями температуры, влажности в отдельные сезоны года, а также недельные, обусловливаемые особенностями водопотребления в отдельные дни недели (праздничные, предпраздничные, будние и т. п.). Наблюдения, проводимые в течение ряда лет за изменениями суточного водопотребления в разных условиях, позволяют определить некоторые численные осредненные «коэффициенты неравномерности» суточного расхода (т. е. отношения наибольшего или наименьшего суточного расхода к среднему), на основании которых принимаются нормативные коэффициенты. В СНиП II-31-74 даны следующие значения коэффициентов неравномерности наибольшего и наименьшего суточного расхода: $K_{сут,макс} = 1{,}1 \ldots 1{,}3$; $K_{сут,мин} = 0{,}7 \ldots 0{,}9$. Таким образом, наибольший и наименьший (за год) расчетные суточные расходы составляют соответственно:

$$Q_{макс} = K_{сут.\ макс} Q; \quad Q_{мин} = K_{сут.\ мин} Q. \qquad (I.2)$$

Наибольший (расчетный) суточный расход является основой для расчета большинства сооружений систем водоснабжения и, в частности, для расчета систем подачи и распределения воды.

Расходование воды на производственные и бытовые нужды промышленных предприятий, расположенных на территории города или в непосредственной близости к его границам, составляет следующую категорию водопотребления в городе.

Расход воды на нужды производства, как правило, задается технологами предприятия. Однако проектировщики городского водопровода и работники производственных предприятий водопроводно-канализационного хозяйства города в целях рационального использования воды питьевого качества должны требовать от предприятий, желающих пользоваться водой из городского водопровода, принятия всех мер по экономии воды, в частности, введения на предприятиях оборотного водоснабжения и последовательного использования воды.

Объемы потребления воды на нужды производства могут постоянно расти в течение расчетного периода работы водопровода до его реконструкции. Этот рост связан с расширением предприятий и, следовательно, расчетные расходы воды на последний год расчетного периода определяются планами развития предприятий на этот срок.

Многие технологические процессы промышленных предприятий обусловливают постоянный в течение года объем водопотребления. Иногда объемы водопотребления изменяются по сезонам года. Так, на предприятиях, использующих воду для охлаждения аппаратуры, сред, изделий или конденсации пара (теплосиловые электростанции), расход воды зависит от ее температуры (охладительного эффекта) и поэтому в холодные сезоны года он меньше, чем в теплые.

Согласно существующим нормам, расход воды на хозяйственно-питьевые нужды рабочих во время их пребывания на производстве учитывается дополнительно к тем хозяйственно-питьевым расходам, которые им полагаются как жителям города или рабочего поселка. Эти дополнительные расходы составляют на одного рабочего в смену в цехах со значительным выделением тепла 45 л, а в остальных цехах 25 л*. Кроме того, на производствах, связанных с загрязнением тела или требующих особого санитарного режима, должен быть предусмотрен расход воды в душевых из расчета 500 л/ч на одну душевую сетку в течение 45 мин**. Для указанных нужд требуется использование воды питьевого качества, поэтому она обычно забирается из сети городского водопровода.

Расходование воды на поливку улиц и зеленых насаждений. Расчетные расходы воды на эти нужды зависят от размеров поливаемых площадей и «удельной нормы» расхода воды на единицу площади. СНиП II-31-74 предусмотрены следующие удельные нормы расхода воды, л/м²:

Механическая мойка усовершенствованных покрытий проездов и площадей	1,2—1,5 на одну мойку
Механическая поливка усовершенствованных покрытий проездов и площадей	0,3—0,4 на одну поливку

* С коэффициентом часовой неравномерности соответственно 2,5 и 3.

** По нормам одна душевая сетка устанавливается на 15; 7 или 5 рабочих в зависимости от степени загрязнения, обусловленного характером производства.

Поливка вручную (из шлангов) усовершенствованных покрытий тротуаров и проездов	0,4—0,5 на одну поливку
Поливка городских зеленых насаждений	3—4 на одну поливку
Поливка газонов и цветников	4—6 » » »

Число поливок в сутки устанавливают в зависимости от климатических условий.

При отсутствии данных о площадях поливки допускается принимать ориентировочно расход воды на поливку от 50 до 90 л/сут на одного жителя в зависимости от природно-климатических условий, мощности источника водоснабжения, от степени благоустройства населенных пунктов и других местных условий.

Расход воды на поливку подвержен сезонным колебаниям. Наибольший расход соответствует наиболее теплым и сухим периодам года.

Площадь поливки можно определять непосредственно по плану города (на расчетный год его развития). Для приближенных расчетов площадь улиц, проездов и площадей можно определять ориентировочно в соответствии с нормами планировки и застройки населенных пунктов.

Потребность в воде на поливку улиц и зеленых насаждений удовлетворяют различными путями в зависимости от техники поливки. В настоящее время поливку улиц осуществляют частично поливочными машинами и частично вручную (с помощью рукавов, присоединяемых к ответвлениям внутренних водопроводов). Поливочные машины могут набирать воду в свои цистерны из сети городского водопровода через специальные краны (колонки) или из различных водоемов, расположенных на территории города, а также из природных водоемов. В последнем случае расходы на поливку не должны обеспечиваться городским водопроводом и их не включают в его расчетные расходы. Если используемые искусственные водоемы пополняются в результате аккумулирования атмосферных осадков, то забираемое из них для поливки количество воды также не включают в расчетные расходы водопровода.

В расчетный расход воды на поливку включают расходы, которые забираются через ответвления от внутренних водопроводов, и расходы, отбираемые поливочными машинами через специальные колонки из городского водопровода или из емкостей (специальных или общегородских), пополняемых из водопроводной сети.

Определенный расчетом суточный расход на поливку (для теплых и сухих сезонов) следует включать в максимальный суточный расход городского водопровода.

Расходование воды на тушение пожаров. Как уже было указано, этот вид водопотребления носит специфичный характер, поскольку является эпизодическим и вызывается случайными событиями. Система водоснабжения должна обеспечить возможность подачи требуемых количеств воды к месту пожара в любой момент.

Таблица I.2

Число жителей в населенном пункте, тыс. чел., до	Расчетное число одновременных пожаров	Расход воды, л/с, на один пожар (независимо от огнестойкости здания) при высоте застройки	
		до двух этажей включительно	три этажа и более
5	1	10	10
10	1	10	15
25	2	10	15
50	2	20	25
100	2	25	35
200	3	—	40
300	3	—	55
400	3	—	70
500	3	—	85
600	3	—	85
700	3	—	90
800	3	—	95
1000	3	—	100
2000	4	—	100

При расчетах систем водоснабжения необходимо знать расчетный пожарный расход, т. е. количество воды, подаваемой в единицу времени для нужд пожаротушения, и общий запас воды, требуемый для тушения пожара.

Согласно СНиП II-31-74, расход воды на тушение одного пожара в городах и поселках определяется в зависимости от числа жителей и характера застройки (табл. I.2).

Приведенные в табл. I.2 данные позволяют определить общий расход, который необходимо подавать на нужды пожаротушения (при возникновении пожаров).

В СНиП указана расчетная длительность тушения пожара 3 ч. Соответственно этому может быть определено общее количество воды, затрачиваемой на тушение одного или нескольких одновременных пожаров.

Расход воды для пожаротушения на промышленных предприятиях определяется в зависимости от характера производства и степени огнестойкости производственных зданий. При ширине производственных зданий до 60 м следует пользоваться данными табл. I.3, для зданий шириной 60 м и более — данными табл. I.4.

Расчетное число одновременных пожаров для объединенных противопожарных водопроводов населенного пункта и нескольких расположенных в нем промышленных предприятий определяется по согласованию с органами пожарного надзора.

В водопроводах населенных пунктов в сеть может подаваться только вода питьевого качества, поэтому обычно должен быть предусмотрен (и постоянно обеспечен) запас воды в резервуарах чистой воды при очистных станциях, откуда ее забирают во время пожара насосами и подают в сеть. При проектировании этих резервуаров предусматривают дополнительный объем для пожарного запаса воды. В результате пожарный расход не отражается непосредствен-

Таблица I.3

Степень огнестойкости зданий	Категория производства по пожарной опасности	Расход воды, л/с, на один пожар при объеме здания, тыс. м³						
		<3	3—5	5—20	20—50	50—200	200—400	>400
I и II	Г, Д	10	10	10	10	15	20	25
	А, Б, В	10	10	15	20	30	35	40
III	Г, Д	10	10	15	25	—	—	—
	В	10	15	20	30	—	—	—
IV и V	Г, Д	10	15	20	30	—	—	—
	В	15	20	25	40	—	—	—

но на работе очистных и водозаборных сооружений городского водопровода.

В отдельных случаях хранение пожарного запаса воды осуществляется в напорных регулирующих резервуарах, откуда она может подаваться самотеком (при условии неприкосновенности пожарного запаса при обычном водопотреблении).

Нормами предусматриваются необходимые сроки пополнения израсходованного пожарного запаса: 24 ч — в населенных пунктах и на промышленных предприятиях с производствами, отнесенными по пожарной опасности к категориям А, Б и В; и 36 ч — на промышленных предприятиях с производствами, отнесенными по пожарной опасности к категориям Г и Д.

Для расчета систем подачи воды на случай пожара нормами предусматривается его возможность в часы наибольшего водопотребления.

Необходимость подачи пожарного расхода должна быть учтена при проектировании насосных станций II и последующих подъемов. Водопроводная сеть должна быть проверена на пропуск пожарного расхода.

При обычно применяемых системах пожаротушения низкого давления вода отбирается из сети специальным пожарным насосом. При этом в сети должен быть обеспечен напор не менее 10 м.

Обеспечение потребностей города в воде и определение суммарных расчетных суточных расходов воды. После определения суточных расходов по отдельным категориям водопотребления должно

Таблица I.4

Степень огнестойкости зданий	Категория производства по пожарной опасности	Расход воды, л/с, на один пожар при объеме здания, тыс. м³								
		<50	50—100	100—200	200—300	300—400	400—500	500—600	600—700	700—800
I и II	А, Б, В	20	30	40	50	60	70	80	90	100
	Г, Д	10	15	20	25	30	35	40	45	50

быть принято обоснованное решение о целесообразности подачи воды единой системой или устройства на территории города нескольких систем водоснабжения.

Опыт и технико-экономический анализ показывают, что в большинстве случаев на территории города целесообразно устройство единой системы подачи воды на хозяйственно-питьевые нужды населения (в жилых и общественных зданиях); на хозяйственно-питьевые и санитарные нужды рабочих во время их пребывания на производстве; на технологические нужды производства, требующего воды питьевого качества; на технологические нужды мелких предприятий и мастерских, рассредоточенных по территории города, независимо от их требований к качеству воды; на тушение пожаров в городе. Часто эта же система подает воду на поливку улиц и насаждений и на нее возлагается задача подачи воды для тушения пожаров на промышленных предприятиях, расположенных на территории города. Иногда в городе устраивают самостоятельную систему поливочного водопровода.

Вода на технологические нужды промышленных предприятий, находящихся в городе, может забираться как из городского водопровода, так и из природных источников — в зависимости от количества потребляемой «производственной» воды и требований к ее качеству

Предприятия отдельных «водообильных» отраслей промышленности и энергохозяйства (тепловые электростанции, металлургические, нефтеперерабатывающие и другие предприятия) потребляют весьма большие количества воды (в основном для целей охлаждения), не предъявляя высоких требований к ее качеству. Часто для этих целей может быть использована вода природных (в основном поверхностных) источников без специальной очистки. Для подобных предприятий (или групп предприятий) экономически целесообразно устраивать самостоятельные системы производственного водоснабжения, не связанные с городским водопроводом.

При устройстве на предприятиях систем оборотного производственного водоснабжения может оказаться рентабельной подача им из городского водопровода «свежей» воды для восполнения потерь в оборотных циклах (составляющих 3—5% количества оборотной воды).

Выбор оптимального решения осуществляется путем технико-экономического сравнения возможных вариантов. Безусловно целесообразна подача воды из городского водопровода на производственные нужды тех предприятий, которым требуется вода питьевого качества. Обычно из городского водопровода приходится также подавать воду многочисленным мелким производственным предприятиям, мастерским.

Для подачи воды на технологические (производственные) нужды всех крупных и средних промышленных предприятий целесообразно устраивать самостоятельные системы производственного водоснабжения (из природных источников)— отдельно для каждого предприятия или групповые.

При значительном удалении пригодных для использования природных источников от города иногда осуществляют подачу неочищен-

ной воды от источника до территории города, затем часть воды подвергают очистке и подают в сеть городского водопровода, а остальную воду используют без очистки на промышленных предприятиях.

Указанные решения позволяют определить суммарные расчетные суточные расходы воды для системы.

Полный максимальный суточный расход включает:

а) суточный расход воды на хозяйственно-питьевые нужды населения в сутки наибольшего водопотребления $Q_{макс}$;

б) расход воды на хозяйственно-питьевые нужды рабочих во время их пребывания на производстве (он предполагается неизменным в течение года);

в) расход воды на производственные нужды предприятий (для сезона наибольшего потребления воды);

г) поливочный расход (если поливка осуществляется из сети городского водопровода).

Полный минимальный суточный расход включает:

а) суточный расход воды на хозяйственно-питьевые нужды населения в сутки наименьшего водопотребления $Q_{мин}$;

б) расход воды на питьевые нужды рабочих на производстве;

в) расход воды на производственные нужды предприятий (для сезона наименьшего потребления воды).

Средний суточный расход включает:

а) расход воды на хозяйственно-питьевые нужды Q;

б) средний за год суточный расход воды на нужды предприятий, снабжаемых водой из городской сети;

в) поливочный расход — с учетом местных климатических условий.

Графики водопотребления.

§ 3. Режим расходования воды в течение суток. Расчетные часовые расходы

Расчетные суточные расходы воды принимаются в основу расчета всей системы подачи и распределения воды (включая сети). Для расчета системы весьма важен также учет неравномерности расходования воды в течение суток. Режим работы сетей и непосредственно связанных с ними сооружений (насосов II подъема, водоводов и регулирующих емкостей) определяется режимом отбора воды из водопроводной сети объектом в отдельные периоды суток.

Режим отбора воды населением является в значительной степени случайным и неуправляемым процессом. Между тем чтобы возможно более точно и экономично запроектировать систему подачи и распределения воды, необходимо задаться некоторыми «расчетными» графиками отбора воды из сети в течение суток, наиболее близкими к действительным. Единственная возможность получения таких графиков — изучение и анализ действительных графиков водопотребления населенных пунктов, наиболее близких по климатическим и демографическим условиям, по численности населения и по сте-

пени санитарно-технического благоустройства жилищ к тому населенному пункту, для которого разрабатывается проект. Если проект составляется для расширения сети водоснабжения, уже существующей в данном городе, следует использовать данные о его фактическом режиме водопотребления.

Необходимо иметь в виду, что график изменения расходов воды в течение суток меняется в отдельные дни и в различные сезоны года.

Одной из задач проектировщика является изучение и анализ возможно большего числа графиков водопотребления аналогичных объектов за возможно более длительные сроки и выбор из них наиболее близких для проектируемого объекта и наиболее характерных для суток наибольшего, среднего и наименьшего водопотребления.

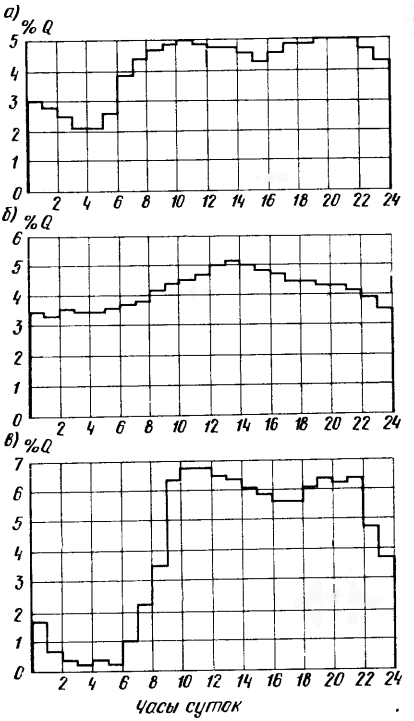


Рис. I.2

В качестве примеров на рис. I.2 приведены графики фактического колебания расходов по часам суток: на рис. I.2,*а* —для одного из больших районов Минска с числом жителей 100 тыс. чел. (доля расхода на коммунально-бытовые предприятия 12 %, удельный расход воды на одного жителя 260 л/сут); на рис. I.2,*б* — для г. Октябрьский Башкирской АССР с числом жителей 80 тыс. чел. (доля расхода воды на коммунально-бытовые предприятия 29 % и на нужды промышленности 12 %; удельный расход воды на одного жителя 320 л/сут); на рис. I.2,*в* — для микрорайона Москвы с числом жителей 5 тыс. чел. (доля расхода на коммунально-бытовые предприятия 18 %; удельный расход воды на одного жителя 230 л/сут).

Большое значение для правильного установления расчетных расходов воды имеет учет возможных максимальных часовых расходов $q_{макс}$. Максимальный часовой расход в сутки наибольшего водопотребления определяет наибольшую вероятную нагрузку сети за расчетный год. При минимальном часовом расходе в течение суток в сети будут наибольшие свободные напоры (вследствие малых уклонов пьезометрических линий). Наконец, средний часовой расход может быть использован для оценки расходов энергии на подачу воды.

На основании опыта работы городских водопроводов и анализа колебания расхода воды в течение суток в СНиП II-31-74 даны нормативные значения коэффициентов для определения коэффициента

Таблица 15

Число жителей, тыс. чел.	$\beta_{макс}$	$\beta_{мин}$	Число жителей, тыс. чел.	$\beta_{макс}$	$\beta_{мин}$
<1	2	0,1	20	1,2	0,5
1,5	1,8	0,1	30	1,15	0,6
2,5	1,6	0,1	100	1,1	0,7
4	1,5	0,2	300	1,05	0,85
6	1,4	0,25	⩾1000	1	1
10	1,3	0,4			

часовой неравномерности, характеризующего максимальный расчетный расход за сутки.

Следует отметить, что степень неравномерности водопотребления в течение суток зависит от двух факторов. Первым является число жителей города. Чем оно больше, тем, как правило, будет меньше коэффициент часовой неравномерности. Кривая (график) колебания расхода воды в течение суток в городе в целом представляет собой сумму индивидуальных кривых (графиков) потребления воды отдельными жителями. Обычно эти индивидуальные кривые значительно отличаются друг от друга и при сложении большего их числа пиковые ординаты суммарных кривых снижаются. Отклонение от этой закономерности возможно в населенных пунктах с одинаковым режимом жизни большей части населения: курортных местах, рабочих поселках и т. п.

Вторым фактором, влияющим на степень неравномерности расходования воды в течение суток, является сумма индивидуальных особенностей каждого населенного пункта (климат, занятия жителей и т. п.).

Коэффициент часовой неравномерности хозяйственно-питьевого водопотребления населенных пунктов определяют по следующим формулам:

$$K_{ч.\ макс}=q_{макс}/q_{ср}=\alpha_{макс}\beta_{макс};\quad K_{ч.\ мин}=q_{мин}/q_{ср}=\alpha_{мин}\beta_{мин}. \quad (I.3)$$

Коэффициент β учитывает влияние численности населения объекта (табл. 1.5), а коэффициент α — все остальные факторы. СНиП II-31-74 рекомендуют принимать значения $\alpha_{макс}$ в пределах от 1,2 до 1,4, а $\alpha_{мин}$ в пределах от 0,4 до 0,6.

Таким образом, наибольший расчетный часовой расход воды за расчетный год

$$q_{макс}=\alpha_{макс}\beta_{макс}Q_{макс}/24; \quad (I.4)$$

наименьший расчетный часовой расход за год

$$q_{мин}=\alpha_{мин}\beta_{мин}Q_{мин}/24; \quad (I.5)$$

средний часовой расход за год

$$q_{ср}=Q_{ср}/24.$$

Так как из городского водопровода отбираются кроме расхода на хозяйственно-питьевые нужды населения расходы воды на нужды промышленных предприятий и на поливку, а также происходят не-

которые потери воды, полный график расхода воды по часам суток следует строить с учетом всех этих расходов и вероятной степени их колебания в течение суток.

Расходование воды промышленными предприятиями обычно почти равномерно в течение рабочего времени. При проектировании водопровода график потребления воды промышленными предприятиями задается технологами. Также задается предприятием график расходования воды на хозяйственно-питьевые и душевые нужды предприятий.

Довольно часто вода из сети городского водопровода, предназначенная для нужд промышленных предприятий (вся или только для хозяйственно-питьевых целей), поступает в их регулирующие и запасные емкости, откуда подается местными насосными станциями в цеха. Иногда подача воды промышленным предприятиям из сети городского водопровода осуществляется в часы наименьшего потребления воды городом. Подобный режим снабжения водой предприятий способствует упорядочению режима и повышению экономичности работы городского водопровода в целом.

Расход воды, отбираемой из сети на поливку улиц и зеленых насаждений, планируется только на сутки наибольшего водопотребления (в размере 100 % нормативного), в сутки среднего водопотребления оно может приниматься в размере 50%. В сутки наименьшего водопотребления его не учитывают. Расходование воды на поливку можно предусматривать в дневные часы примерно с 6—7 до 18—19 ч, т. е. в течение 12 ч, считая интенсивность отбора воды в этот период равномерной. По согласованию с заказчиком может быть принят режим полива в два срока, например в утренние часы (с 6 до 9 ч) и в вечерние часы (с 18 до 21 ч).

Для всех указанных категорий водопотребления должны быть составлены графики потребления воды в течение суток. Ординаты этих графиков складывают с ординатами основного графика потребления воды городом (см. рис. I.2) и в результате получают суммарный график расходования воды из сети городского водопровода. Ординаты складываемых графиков, так же как и ординаты суммарного графика, должны быть выражены в процентах общего суммарного расхода воды городом.

Суммарные графики служат основой для расчета сети. В соответствии с этими графиками назначают графики подачи воды насосами, определяют схемы питания сети от насосов и от башни.

ГЛАВА II
МАГИСТРАЛЬНЫЕ И РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНЫЕ СЕТИ ГОРОДСКИХ ВОДОПРОВОДОВ. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ ОТБОРА ВОДЫ

§ 4. Типы сетей городских водопроводов

Сеть городского водопровода предназначена для распределения подаваемой в город воды по его территории, обеспечения возможности отбора в заданных точках территории требуемых количеств

воды и создания требуемых свободных напоров. Кроме того, сеть должна обладать определенной надежностью, т. е. сохранять заданный уровень обеспечения водой потребителей, на снижая его ниже допустимых пределов, при любых возможных авариях ее линий. Выполнение этих функций и требований должно осуществляться с наименьшими возможными затратами на строительство и эксплуатацию всей системы подачи и распределения воды.

В целях обеспечения требований надежности сети городских водопроводов устраивают кольцевыми.

Тупиковые линии водопровода можно устраивать (СНиП II-31-74):

а) для подачи воды на производственные нужды при допустимости перерыва в водоснабжении на время ликвидации аварии;

б) для подачи воды на хозяйственно-питьевые нужды при диаметре труб не более 100 мм;

в) для подачи воды на противопожарные нужды при длине линий не более 200 м.

По характеру своей работы водопроводные линии могут быть разделены на две категории: 1) магистральные, служащие в основном для транспортирования воды; 2) распределительные, служащие в основном для раздачи воды зданиям. В магистральных линиях транзитный расход значительно превышает путевой; в распределительных линиях эти расходы близки.

Конфигурация сети (расположение и направление ее основных линий — магистралей) зависит от формы территории города, его планировки, системы улиц и проездов, расположения точек подачи воды, отдельных крупных водопотребителей, естественных и искусственных препятствий — рек, оврагов, путей сообщения и т. д., от рельефа местности.

Основные магистрали должны охватывать всю территорию города, обеспечивая подачу воды даже в самые удаленные районы. Направление магистралей должно соответствовать направлению основных потоков воды, как бы обводняющих всю территорию города (схемы *а—в* на рис. II.1).

По схеме *а* осуществляется наиболее простое распределение потоков воды. Расположение точки подачи воды и форма территории

Рис. II.1

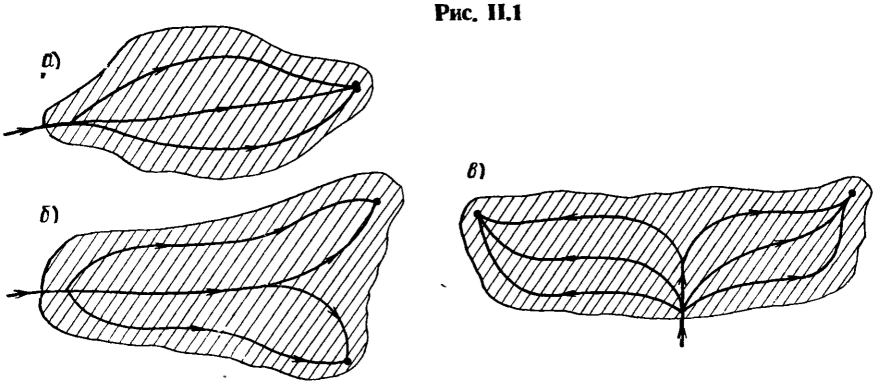
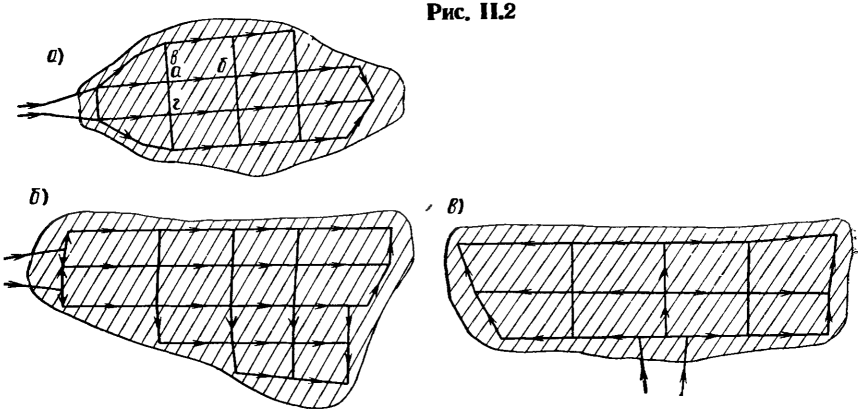


Рис. II.2



объекта позволяют ограничиться несколькими главными направлениями подачи воды вдоль вытянутой территории города.

На схеме *б* имеется некоторое раздвоение территории города по мере удаления от точки подачи воды. Соответственно система главных магистралей, охватывающих территорию города, разветвляется на две подсистемы.

На схеме *в* расположение точки подачи воды в сочетании с характером территории (вытянутой в направлении, перпендикулярном направлению подачи) обусловливает раздвоение основных потоков воды и соответственно раздвоение системы основных магистралей при самом вводе воды в город.

Совершенно очевидно, что размеры территории снабжаемого водой объекта и его планировка (система улиц и проездов) вносят существенные коррективы в конфигурацию магистральной сети и в число параллельно идущих магистралей. На рис. II.2 показаны примерные схемы магистралей, соответствующие принципиальным схемам *а б* и *в* на рис. II.1, но с учетом планировки города (системы улиц).

Основные магистральные линии соединяют перемычками, располагаемыми перпендикулярно основному направлению движения воды. При обычной работе системы перемычки нагружены слабо. При аварии на каком-либо участке магистрали (например, на участке *аб* рис. II.2,*а*) его выключают на ремонт, а воду перебрасывают по перемычкам (*ав* и *аг* на рис. II.2,*а*) на другие (параллельные) магистрали.

Кольцам, образуемым магистральными линиями, целесообразно придавать удлиненную форму, вытянутую в направлении основного движения подаваемой сетью воды. Это позволяет увеличивать общую протяженность постоянно работающих линий и сокращать длину перемычек, мало нагруженных при безаварийной работе сети.

§ 5. Способы отбора воды потребителями из сети городского водопровода

Потребители забирают воду для своих нужд в основном через водоразборные краны внутренних водопроводов зданий.

Отбор воды из городской сети в здания осуществляется путем устройства домовых ответвлений (вводов). Трубы, подающие воду в отдельные здания или группы зданий, присоединяются к водопроводным линиям, прокладываемым практически по всем улицам и проездам города. Эти уличные линии (пунктиры на рис. II.3) присоединяются к магистральной сети и составляют так называемую распределительную сеть, назначение которой (в противоположность магистральной сети) состоит в основном в раздаче воды из городской сети в домовые ответвления. Линии распределительной сети образуют систему дополнительных замкнутых контуров или колец.

В зависимости от направления линии распределительной сети могут принимать некоторое участие и в подаче воды в далее лежащие районы (линия *аб* на рис. II.3,*а*) или могут питаться от двух параллельных транзитных магистралей (линия *вг* на рис. II.3,*б*).

Отбор воды в здания можно производить и из линий магистральной сети, если их диаметры невелики. При больших диаметрах магистралей стоимость устройства присоединений к ним домовых ответвлений значительно возрастает и становится экономически оправданным применение так называемых «сопровождающих» линий, прокладываемых между узлами параллельно участку магистрали. К этим линиям присоединяются домовые ответвления (рис. II.4). В соответствии с указаниями СНиП II-31-74, сопровождающие линии устраивают при диаметре магистрали 800 мм и более при условии, что транзитный расход рассматриваемого участка составляет 80 % расчетного; при меньшем диаметре требуется соответствующее обоснование.

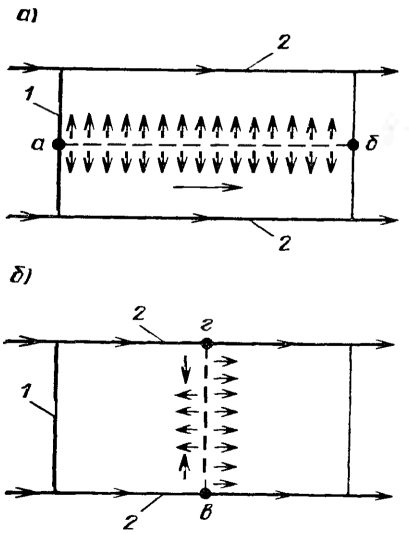


Рис. II.3

1 — перемычка; *2* — транзитная магистраль

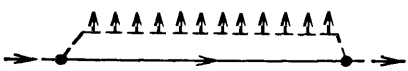


Рис. II.

Таким образом, действительная картина отбора воды из сети городского водопровода весьма сложна; он происходит в огромном числе точек (измеряемом тысячами, десятками тысяч и более). Отбор в каждой точке возникает и прекращается исключительно по воле потребителей и совершенно неуправляем. Отбор воды каждым домо-

вым ответвлением есть результат суммарного волеизъявления всех потребителей данного дома. Если для города в целом еще можно представить некоторую закономерность в режиме потребления воды, то в отношении отдельных домовых ответвлений такие попытки малоэффективны. Таким образом, фактически отбор воды из сети происходит в огромном числе точек с неизвестной и непрерывно меняющейся интенсивностью.

§ 6. Условные расчетные схемы отбора воды из сети городского водопровода

Очевидно, что для определения каким-либо способом количеств воды, отбираемой из отдельных линий городской сети в заданные расчетные моменты, необходимо применить упрощенную схему водоотбора, отображающую с максимально возможной близостью действительный режим отбора воды.

В практике проектирования применяют упрощенную расчетную схему водоотбора, основанную на условном предположении, что общий отбор воды с каждого участка городской сети при одинаковой плотности застройки и одинаковой норме водопотребления пропорционален его длине. При этом все крупные и известные по величине отборы (подача воды промышленным предприятиям, подача воды в емкости, пожарные отборы воды и др.) вычитают из общего количества отдаваемой воды и учитывают в виде сосредоточенных отборов в соответствующих точках сети. Тогда суммарный отбор воды остальными потребителями на единицу длины сети (при условии одинаковой плотности и степени благоустройства в городе или рассматриваемом районе), л/(с · м), определяется по следующему выражению:

$$q_{уд} = \frac{Q - \Sigma Q_{соср}}{\Sigma l}, \qquad (II.1)$$

где Q — полный расход воды, отдаваемой потребителям в данный расчетный момент; $\Sigma Q_{соср}$ — сумма отборов воды крупными потребителями; Σl — длина всех линий водопроводной сети (в величину Σl не следует включать линии, не имеющие домовых ответвлений, и линии, проходящие через незастроенные территории, парки, площади, длинные мосты, виадуки и т. п.).

Суммарный отбор воды с каждого участка сети (путевой расход):

$$Q_{п} = q_{уд} l, \qquad (II.2)$$

где l — длина участка городской сети.

Условная схема отбора воды из сети показана на рис. II.5,*а*. В точках *3* и *14* указаны сосредоточенные расходы, равные действительным отборам воды крупными потребителями. Для любого расчетного момента $Q = \Sigma Q_{п} + \Sigma Q_{соср}$.

Приведенная схема может быть упрощена без какого-либо существенного изменения ее точности. Для этого путевые расходы $Q_{п}$ всех линий делят пополам и половины их присоединяют в качестве сосредоточенных расходов в граничных узлах участка. В результате такой операции в каждом узле кольцевой сети появится фиктивный сосредоточенный расход

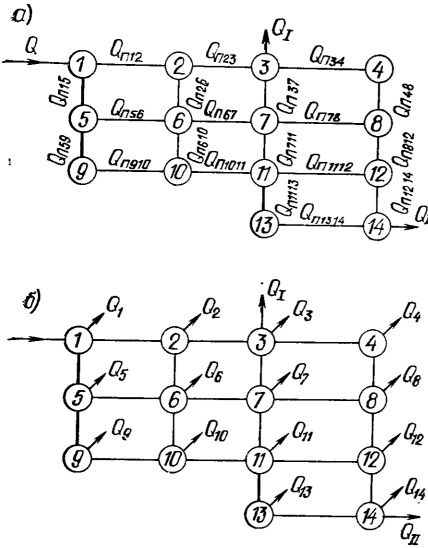


Рис. II.5

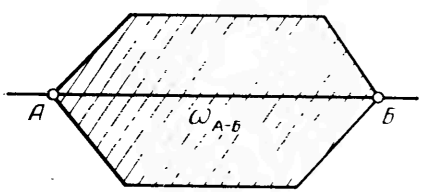


Рис. II.6

$$Q_i = (\Sigma Q_п)_{ik}/2, \qquad (II.3)$$

где $(\Sigma Q_п)_{ik}$ — сумма путевых расходов участков, примыкающих к узлу i.

Фактические узловые расходы, соответствующие отборам крупных потребителей, остаются сосредоточенными в соответствующих узлах. Очевидно, что в такой схеме для каждого расчетного момента полный расход воды, подаваемой в сеть, будет равен сумме всех фиктивных узловых расходов ΣQ_i (учитывающей отдачу воды основной массе относительно мелких потребителей), сложенной с суммой действительных отборов воды отдельными крупными потребителями $\Sigma Q_{соср}$. Таким образом, в подобной расчетной схеме все мелкие отборы воды «сгоняются» к узлам и присоединяются к ним в качестве сосредоточенных отборов (рис. II.5,*б*).

Представленная на рис. II.5,*б* схематичная расчетная картина отдачи воды используется в расчетах сетей городских водопроводов.

Иногда путевые расходы принимают пропорциональными не длине участков, а размерам площади, обслуживаемой данным участком. Например, путевой расход участка $АБ$ (рис. II.6) может быть определен как

$$Q_п = q'_{уд}\,\omega_{АБ}, \qquad (II.4)$$

где $q'_{уд}$ — отбор воды за исключением учитываемых отдельно крупных отборов $Q_{соср}$, приходящийся на единицу площади города или района Ω, л/ (с · м^2), равный $q'_{уд} = (Q - \Sigma Q_{соср})/\Omega$; $\omega_{АБ}$ — площадь, обслуживаемая данным участком.

Удельные расходы $q'_{уд}$ должны определяться раздельно для районов различной плотности населения и различной степени санитарного благоустройства. Этот метод дает несколько большую точность, но более трудоемок.

§ 7. Особые случаи отбора воды из сети городского водопровода. Нефиксированные отборы

В изложенном в предыдущем параграфе методе составления упрощенных схем отбора воды из сети сделано допущение, несколько искажающее фактическую картину процесса. При назначении фиктивных узловых и удельных расходов не учитывалось влияние на величину отбора давления в сети. В действительности все изменения отборов в водопроводной сети вызывают изменение давления в различных точках системы, а изменение давления в свою очередь влияет на изменение отборов.

Некоторые промышленные потребители получают воду непосредственно из сети городского водопровода, но имеют регулирующие устройства, обеспечивающие постоянство отбора воды независимо от колебаний давления в сети.

Интенсивность отбора воды главной массой потребителей — населением — через домовые ответвления зависит от давления в сети. Это давление в значительной мере корректируется подсознательным регулированием потребителями: если при повышении давления в сети городского водопровода из домовых водоразборных кранов (при их открытии) идет чрезмерно сильная струя, то потребитель «автоматически» прикрывает кран, соответственно уменьшая расход (при малых давлениях, наоборот, кран открывают в большей степени). Санитарно-технические приборы типа смывных бачков при повышенном давлении в сети дают большие отборы, но сокращается срок их наполнения, т. е. снижается процент одновременного их действия. Вместе с тем, поскольку в жилых зданиях всегда имеются нерациональные расходы воды, существует определенная зависимость величины водопотребления от давления воды перед водоразборной арматурой. Эту зависимость целесообразно учитывать при технико-экономической оценке вариантов, предусматривающих снижение избыточных напоров воды (при зонировании, использовании разнотипных насосов и т. п.). При расчетах водопроводных сетей эту зависимость можно не учитывать, т. е. принимать значения отборов в виде фиксированных величин.

Однако при некоторых отборах воды нельзя не учитывать влияния на них давления в городской сети. Так, нельзя пренебречь значительным влиянием его на величину тех отборов, которые осуществляются путем свободного (не регулируемого автоматически) излива в регулирующие емкости городского водопровода. Сбросы воды в запасные и регулирующие резервуары промышленных предприятий, отборы воды из сети станциями подкачки, пожарными насосами также существенно изменяются при изменении давления в сети.

Отборы воды, для которых при расчете сети необходимо учитывать влияние изменений давления в системе подачи и распределения воды, называются нефиксированными. Для них при расчете сети должна быть учтена функциональная зависимость расхода от давления. При этом приходится предварительно задаваться величинами нефиксированных отборов, а затем в процессе расчета корректиро-

вать эти величины. Отборы, принятые в качестве фиксированных, в процессе расчета не меняются.

Следует отметить особенности отдачи воды при ее непроизводительных расходах — утечках. Наибольшие утечки наблюдаются в системах внутренних водопроводов в результате плохой работы и неисправности водоразборной арматуры, в первую очередь санитарно-технических приборов. На эти расходы в большой степени влияет изменение давления в водопроводной сети. Утечки значительно возрастают в ночное время, когда давление в сети повышается вследствие уменьшения общего объема водопотребления.

В расчетах утечки воды включают в категорию расходов «на неучтенные нужды», принимаемые в СНиП в процентах общего водопотребления.

Реальные утечки существенно влияют на коэффициент неравномерности водопотребления в течение суток (в сторону его занижения).

Проведение эффективных мероприятий по борьбе с утечками позволит значительно сократить непроизводительные расходы воды и уточнить графики водопотребления.

Отбор воды на тушение пожара при системе пожаротушения низкого давления, имеющей наиболее широкое распространение, осуществляется путем откачки воды насосами из сети городского водопровода через пожарные гидранты. Хотя отбор воды из сети на тушение пожара принимается в обычных расчетах как фиксированный, в действительности он является нефиксированным, так как зависит от условий совместной работы водопитателей, сети и пожарных насосов.

ГЛАВА III

ОСНОВНЫЕ ТИПЫ СИСТЕМ ПОДАЧИ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДЫ И РАСЧЕТНЫЕ СЛУЧАИ ИХ РАБОТЫ

§ 8. Водопроводная сеть как неотъемлемая часть системы подачи и распределения воды

Как уже было сказано, водопроводная сеть в зависимости от планировки снабжаемого объекта и взаимного расположения насосных станций и резервуаров может иметь различную конфигурацию. Изучение некоторых геометрических свойств сети позволяет установить необходимые для ее расчета взаимоотношения между ее элементами и оценить ряд важных показателей, в частности ее надежность. Для анализа геометрических свойств сети может быть использован ряд основных положений теории графов.

В задачу расчета водопроводной сети входит определение диаметров ее линий и потерь напора в них (а также свободных напоров в узлах сети). Основой для расчета сети являются и заданная схема, и величины узловых отборов. Диаметры труб должны обеспечивать возможность подачи заданных количеств воды, а также требуемые напоры в сети с наименьшей затратой средств. При назначении диаметров труб необходимо учитывать требования надежности.

Сама постановка задачи расчета сети показывает, что она может быть решена только в том случае, если водопроводная сеть будет рассматриваться как часть общего комплекса сооружений, т. е. системы: насосы — водоводы — сеть и напорно-регулирующие емкости.

Увеличение диаметров труб (при заданном расходе) ведет к увеличению строительной стоимости сети и одновременно к снижению количества энергии, затрачиваемой на подачу воды насосами. И наоборот, при уменьшении диаметров труб строительная стоимость сети снижается, а расход энергии растет.

Для определения диаметров труб при расчете сети необходимо предварительно задаваться некоторым распределением расходов воды по линиям водопроводной сети. Первоначальное распределение расходов необходимо также для обеспечения требований надежности — взаимозаменяемости магистральных линий сети при авариях на какой-либо из них.

Прежде чем приступить к расчету сети, необходимо выбрать основные случаи работы системы, которые могут быть расчетными, т. е. диктующими величины диаметров, потери напора, подачи насосов и т. п. Выбор расчетных случаев определяется характером (типом) системы подачи и распределения воды. Основными типами таких систем являются:

1) системы с одним водопитателем и без нефиксированных отборов: а) безбашенные системы — вода подается насосами непосредственно в сеть; б) системы с башней в начале сети — вода подается насосами к башне и далее в сеть;

2) системы, в которых суммарное число водопитателей и нефиксированных отборов равно двум: а) имеется один напорно-регулирующий резервуар, расположенный в удаленной (от насосов) точке сети; б) в сети не имеется нефиксированных отборов;

3) системы, в которых общее число водопитателей и нефиксированных отборов больше двух: а) системы с одним водопитателем и несколькими нефиксированными отборами; б) системы с несколькими водопитателями без нефиксированных отборов; в) системы с несколькими водопитателями и нефиксированными отборами.

В этой главе рассмотрены системы, включающие кольцевые сети с подачей воды насосами. Особенности расчета гравитационных систем изложены в гл. X.

§ 9. Особенности работы систем различных типов

Системы с одним водопитателем и без нефиксированных отборов. Безбашенные системы. Вода подается насосной станцией непосредственно в сеть, никаких напорных регулирующих емкостей система не имеет. Так как нефиксированные отборы отсутствуют, в любой момент работы системы подача воды насосами равна сумме фиксированных отборов воды из сети:

$Q_н = \Sigma Q_i$, т. е. равна сумме узловых отборов.

Подобные системы используют при условии относительно равномерного режима потребления воды. Контрастные графики работы насосной станции обусловливают низкий КПД насосов, что вызывает значительное увеличение расходов энергии на подъем воды. В аккумулирующей напорной емкости снижает надежность системы. обладают и другим недостатком — в них происходят значительные колебания свободных напоров (при изменении величины водопотребления), что вызывает расстройство водоразборной арматуры, увеличение утечек воды и рост числа аварий. Отсутствие аккумулирующей напорной емкости снижает надожность системы.

При расчете безбашенных систем насосы должны быть подобраны по предельным значениям расходов $q_{мин}$ и $q_{макс}$ в соответствии с заданным графиком водопотребления. Каждому значению Q по напорно-расходной характеристике намеченного для использования насоса соответствует определенный напор, создаваемый насосом.

Сеть рассчитывают на часы наибольшего и наименьшего водопотребления, т. е. на отдачу $q_{макс}$ и $q_{мин}$. В результате получают значения суммарных потерь напора в системе от насосной станции до конечной точки сети $\Sigma h_{макс}$ и $\Sigma h_{мин}$.

По заданным свободным напорам $H_{св}$ (в диктующей точке сети) и полученной для часа наибольшего водопотребления величине $\Sigma h_{макс}$ может быть определен требуемый напор насосов $H_{н.макс}$. Действительные напоры, создаваемые насосами, могут быть получены по их характеристикам $Q — H$ (по соответствующим значениям Q) (рис. III.1).

Вычитая из $H_{н\ макс}$ и $H_{н.мин}$ соответствующие потери напора $\Sigma h_{мин}$ и $\Sigma h_{макс}$, получают действительные свободные напоры в конечной точке сети $H_{св.макс}$ и $H_{св.мин}$.

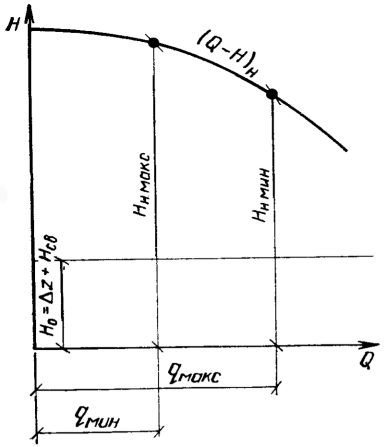
Величины $H_{св.макс}$ не должны (по нормам) превышать 60 м. Превышения этих величин над требуемыми $H_{св}$, т. е. $\Delta H_{св}$, будут показывать значения избыточных напоров в конечных точках.

Должны быть определены также наибольшие свободные напоры, которые могут возникнуть в сети в отдельные моменты работы системы. Критическими точками системы, где они могут возникнуть, являются узлы, расположенные ближе к началу сети и на наиболее низких отметках (например, точка a на рис. III.2).

Системы должны быть проверены, кроме того, на работу в условиях тушения пожара и при авариях на заданных участках сети или на водоводе.

Если предварительно намеченные для использования насосы не обеспечивают требуемых расходов Q при допустимых значениях H, должны быть приняты другие насосы.

Системы с башней в начале сети. При наличии на пути от насосной станции II подъема до территории снабжаемого водой объекта возвышенных отметок местности водонапорную башню часто располагают на этих отметках (рис. III.3). В подобных случаях башня как бы разделяет систему на две части. Высота подъема, а следовательно, и подача насосов определяются отметкой уровня излива воды в бак башни. Сеть питается от башни, которая является для нее водопитателем; работа сети (отборы воды и на-



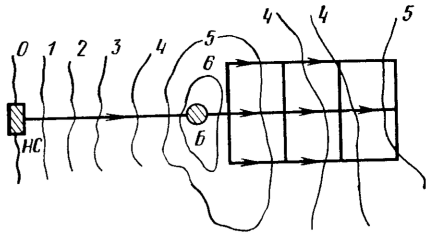


Рис. III.3

Рис. III.1

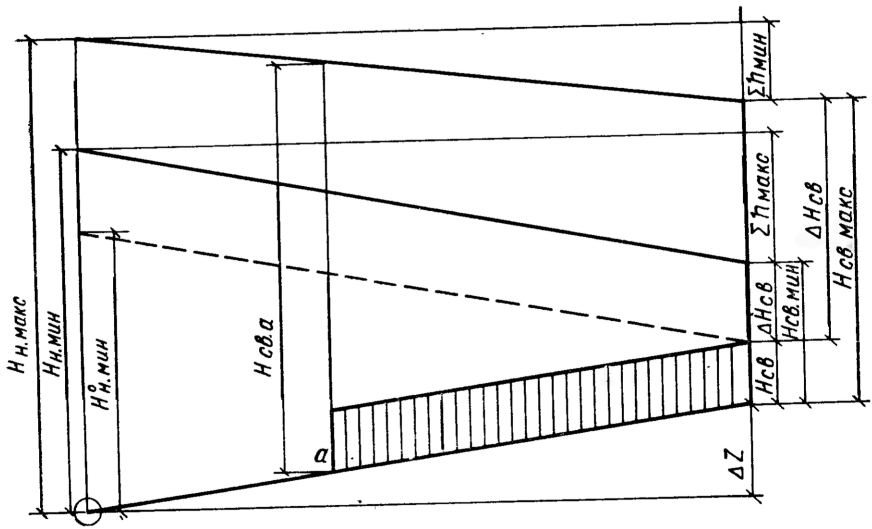


Рис. III.2

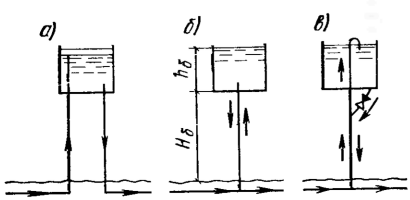


Рис. III.4

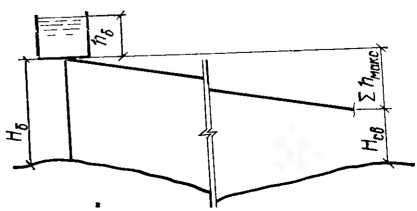


Рис. III.5

поры в узлах) непосредственно не отражается на работе насосов. При этом могут быть три основные показанные на рис. III.4 схемы присоединения башни к сети.

При первом типе присоединения (см. рис. III.4, *а*) вода подается в башню из водовода по трубе (стояку), оканчивающейся на уровне, близком к верху башни. В этом случае насосы работают при постоянном напоре в конечной точке (точке излива воды в бак) и, следовательно, имеют соответствующую их характеристике $Q - H$ постоянную подачу до тех пор, пока не изменится число параллельно работающих насосов.

В сеть в каждый момент времени вода поступает в количестве, равном суммарному отбору воды из нее (колебание его принимается при расчете в соответствии с графиком водопотребления). Напоры в узлах сети определяются уровнем воды в баке и потерями напора в сети. Имея график водопотребления и определив объем и диаметр бака башни, можно принять определенный закон колебания уровня воды в течение расчетных суток.

Очевидно, что отметка дна бака, т. е. наинизший возможный начальный (для сети) напор, должна обеспечивать требуемый свободный напор в наиболее удаленной и возвышенной (диктующей) точке сети для случая наибольшего водопотребления (при $\Sigma h_{макс}$). При всех остальных уровнях воды в баке и размерах водопотребления напоры в расчетной точке сети будут больше требуемых $H_{св}$ (рис. III.5а).

Рассмотренная схема включения башни вызывает перерасход энергии на подъем воды, так как она должна постоянно подаваться насосами на высоту, соответствующую наивысшему уровню воды в баке. В то же время такое включение обеспечивает хорошее перемешивание воды в баке, что препятствует ее замерзанию и устраняет застойные зоны.

При втором типе присоединения (см. рис. III.4,*б*) вода подается в бак башни и забирается из него по одному стояку (напорно-разводящая труба). В этом случае насосы работают под переменным напором (в зависимости от степени наполнения бака), меняющимся от верхнего до нижнего положения уровня воды в баке. Соответственно изменяется подача насоса Q (т. е. график подачи воды в бак по часам суток). График расхода воды из бака принимается в соответствии с заданным графиком водопотребления. Изменение графика подачи воды вследствие изменения уровня воды в баке при сохранении заданного графика водопотребления может вызвать изменение первоначально намеченной вместимости бака.

Отметка расположения дна бака определяется так же, как и по схеме *а*. Подача воды в сеть из бака в любой момент времени принимается при расчете в соответствии с графиком водопотребления.

Расчет сети по схемам *а* и *б* производится согласно алгоритму, приведенному в § 23.

Как уже было сказано, в системах рассматриваемого типа нефиксированные отборы воды из сети отсутствуют, башня является единственным водопитателем и насосы не оказывают непосредственного влияния на работу сети. Однако в подсистеме насосы —

башня сама башня является своеобразным нефиксированным отбором, и подача воды насосами может быть определена только в результате рассмотрения совместной работы насосов, водовода и башни, т. е. проведения внешней увязки этой подсистемы. При присоединениях водовода к баку башни по схеме, приведенной на рис. III.4,*б*, на работу насосов будет влиять и изменение уровня воды в баке.

Системы, в которых суммарное число водопитателей и нефиксированных отборов равно двум. Сюда относятся системы, имеющие один водопитатель и один нефиксированный отбор, и системы, имеющие два водопитателя.

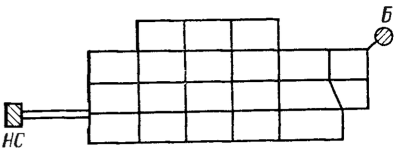


Рис. III.6

Наиболее распространенным в практике типом таких систем является «система с контррезервуаром». Вода подается в нее одной питающей насосной станцией, башня расположена в противоположном конце сети (рис. III.6).

В этих системах в часы малого водопотребления подача воды насосами превышает ее расходование и избыток воды поступает в башню (контррезервуар), проходя транзитом через всю систему. В этом случае башня является нефиксированным отбором. Количество поступающей в нее воды определяется совместной работой насосов и сети.

В часы наибольшего водопотребления количество воды, подаваемой насосами, недостаточно для покрытия потребностей (величина узловых отборов в сети увеличивается в соответствии с графиком водопотребления) и башня подает в сеть недостающее количество воды, т. е. она превращается на этот период во второй водопитатель.

Подобная система должна быть рассчитана на совместную работу водопитателей или одного водопитателя и одного нефиксированного отбора с заданными напорно-расходными характеристиками при заданных и фиксированных отборах в узлах. Расчет такой системы производится согласно алгоритму, приведенному в § 28.

Башня (контррезервуар) создает в сети свободные напоры, изменяющиеся в зависимости от степени наполнения бака (отметки уровня воды в нем). По затратам энергии на подъем воды наиболее экономичным является присоединение линии (соединяющей башню с сетью) к дну бака. Кроме того, это дает возможность снизить давление в сети в периоды подачи воды транзитом в башню. Иногда применяется присоединение типа рис. III.4,*в*, при котором обеспечивается хорошее перемешивание воды в баке.

К этому же типу систем могут быть отнесены системы с одной питающей насосной станцией и одним нефиксированным отбором в виде станции подкачки (насосной станции), забирающей воду непосредственно из сети нижней зоны и подающей ее в сеть верхней зоны и к другим нефиксированным отборам (регулирующие насосные станции, дросселирующие устройства и др.).

Системы, в которых суммарное число водопитателей и нефиксированных отборов больше двух. К этому типу относятся системы, имеющие: а) несколько питающих насосных станций без нефиксированных отборов; б) одну питающую насосную станцию и несколько нефиксированных отборов; в) несколько питающих насосных станций и несколько нефиксированных отборов.

Во всех указанных случаях расчет систем сводится к нахождению действительного режима их работы, т. е. действительных подач и напоров насосов: фактических величин нефиксированных отборов, действительного расхода воды по линиям сети, потерь напора в них при совместной работе насосов, сети и нефиксированных отборов всех видов. При этом одним из наиболее значительных и часто встречающихся типов нефиксированных отборов являются напорно-регулирующие емкости. Они, как уже было указано, периодически (в отдельные моменты работы системы) превращаются в водопитатели.

Примеры расчета системы с суммарным числом водопитателей и нефиксированных отборов больше двух приведены в гл. VIII.

§ 10. Выбор расчетных случаев работы системы

Объемы и режим водопотребления меняются непрерывно в зависимости от случайных событий. В этих условиях проектировщик должен, основываясь на имеющихся общих нормативах и фактических данных о работе сходных систем, выбрать для расчета такие моменты работы системы, при которых обеспечиваются критические значения основных ее показателей (расходов, напоров), а также выбрать параметры отдельных сооружений (насосов, сетей, емкостей), позволяющие получить наиболее экономичную систему в целом.

Для решения указанных задач в практике проектирования систем подачи и распределения воды используют как методы прямого расчета, так и методы вариантного проектирования с экономической оценкой вариантов. Путем сравнения вариантов выбирают оптимальную схему расположения водопитателей, трассу основных водоводов, места расположения емкостей, а также трассу магистралей сети объекта.

Значительный объем работы составляют поверочные гидравлические расчеты системы. После предварительного выбора диаметров труб (на основе полных или приближенных методов технико-экономических расчетов) и типов насосов устанавливают действительное распределение потоков воды в линиях сети — проводят «внутреннюю увязку», а также действительные расходы Q и напоры H насосных станций и нефиксированных отборов при их совместной работе с сетью — проводят «внешнюю увязку».

Число и характер случаев, на которые должна быть рассчитана система, определяются ее типом, данными о предполагаемом режиме водопотребления и требованиями надежности. Должны быть учтены все основные характерные моменты работы системы.

Безбашенные системы и системы с башней в начале сети. Для этого типа должны быть проведены поверочные расчеты на следующие случаи:

1) работа в часы наибольшего и наименьшего расхода воды в сутки наибольшего водопотребления (для последнего года расчетного срока). В процессе расчета учитывают тип предварительно выбранных насосов и график их суточной работы, определяют объем бака башни, учитывают влияние изменения уровня воды в баке (при присоединении водовода у дна бака). При значительном запланированном росте водопотребления за расчетный период лет рассматривают вопрос о целесообразности установления в первую очередь меньшего числа параллельно работающих насосов или насоса с меньшей подачей;

2) работа системы при тушении пожара в часы наибольшего водопотребления;

3) работа сети при возникновении аварий на основных магистралях в часы наибольшего водопотребления.

Системы с контррезервуаром. Для таких систем должны быть проведены расчеты на следующие случаи:

1) совместная работа насосов, водоводов, сети и башни в часы наибольшего водопотребления (двустороннее питание сети) в сутки наибольшего водопотребления;

2) то же, в часы наибольшего превышения подачи воды насосами над ее потреблением — в часы наибольшего транзита воды в башню (обычно это наблюдается в часы наибольшей подачи насосов по графику) в сутки наибольшего водопотребления;

3) то же, при тушении пожара в часы и сутки наибольшего водопотребления;

4) то же, при авариях на магистральной сети в часы и сутки наибольшего водопотребления.

Все эти расчеты обеспечивают одновременно проведение внутренней и внешней увязки сети.

Расчеты систем должны предусматривать удовлетворение потребностей объекта в воде и в условиях аварийного режима (обычно сниженных по сравнению с уровнем нормального водообеспечения).

При расчетах систем с контррезервуаром следует учитывать изменение уровня воды в баке башни, а также проверять достаточность принятой вместимости бака.

Системы с суммарным числом водопитателей и нефиксированных отборов больше двух. Эти системы следует рассчитывать на те же случаи, что и системы с контррезервуаром.

При наличии нескольких напорно-регулирующих емкостей важно выяснить действительную полезность их совместной работы, т. е. убедиться, что они являются регулирующими резервуарами по отношению к насосам и сети. Надо также проверить правильность первоначально намеченного объема баков. Характер совместной работы нескольких емкостей может быть выяснен при проведении указанных выше расчетов; в отдельных случаях могут потребоваться дополнительные расчеты.

При наличии нефиксированных отборов специальных типов должны быть учтены их особенности и назначение (например, оценено влияние станций регулирования на экономику системы, целесообразность зонирования и т. п.) при действительных параметрах работы.

Помимо указанных расчетных случаев при проектировании некоторых систем может возникать необходимость в проведении дополнительных поверочных гидравлических расчетов на следующие случаи:

1) максимальное часовое водопотребление в промышленной зоне населенного пункта (для проверки величин свободных напоров в сети этой зоны);

2) максимальный транзит воды в ТЭЦ при централизованной системе горячего водоснабжения с непосредственным отбором горячей воды (при одновременном снижении расходов холодной воды в узлах сети);

3) среднечасовой расход для суток среднего водопотребления (для подбора насосов, работающих при оптимальном КПД на этом режиме);

4) наименьшее часовое водопотребление (для проверки свободных напоров в узлах сети, которые не должны превышать 60 м).

Необоснованно завышенное число расчетных случаев ввиду весьма большой трудоемкости расчетов может чрезмерно увеличить время, затрачиваемое на их проведение, и их стоимость даже с учетом использования вычислительной техники.

ГЛАВА IV

НАЧАЛЬНОЕ ПОТОКОРАСПРЕДЕЛЕНИЕ В КОЛЬЦЕВЫХ СЕТЯХ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДИАМЕТРОВ ТРУБ

§ 11. Задачи и принципы начального потокораспределения

Первой подготовительной операцией, предшествующей расчету кольцевой сети, является начальное распределение потоков воды по ее линиям. В кольцевой сети, в отличие от разветвленной, заданные отборы воды в узлах могут быть обеспечены неограниченным числом вариантов распределения потоков воды по ее участкам.

В основу расчета сети должно быть положено потокораспределение, обеспечивающее наиболее рациональное решение задачи определения диаметров труб ее участков.

Одним из основных условий, предъявляемых к начальному потокораспределению, является удовлетворение требований надежности. Под надежностью сети понимается ее свойство при любых случайных событиях, требующих выключения из работы отдельных участков, подавать потребителям воду в количествах не ниже установленных пределов. Надежность сети обеспечивается наличием в ней не менее двух параллельных транзитных магистралей, транспортирующих воду от точек подачи ее к сети до наиболее удаленных участков. Эти магистрали должны быть взаимозаменяемыми при аварии, т. е.

иметь примерно равную пропускную способность. Кроме того, перемычки между магистралями должны иметь достаточную пропускную способность для возможности переброски воды с одной магистрали на другие (параллельные) в случае аварий на одной из них. Эффективным способом увеличения надежности водообеспечения является кольцевание сетей.

Начальное потокораспределение, служащее основой для определения диаметров труб сети, должно быть намечено одновременно для всех расчетных случаев, которые могут существенно влиять на расходы участков и напоры в них. Для каждого из таких расчетных случаев предварительно намечают по совмещенным графикам подачи и потребления воды предполагаемые величины подач водопитателей и нефиксированных отборов.

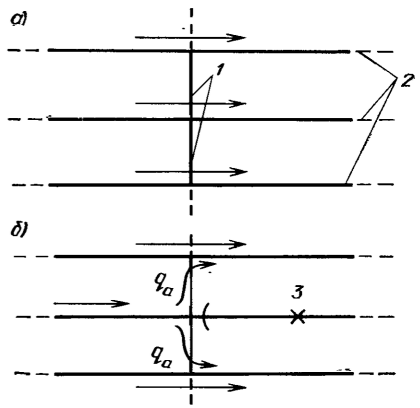


Рис. IV.1
1 — перемычки; *2* — магистрали; *3* — место аварии

Характер потокораспределения в сети в большой степени зависит от ее конфигурации, расположения водопитателей и напорных емкостей.

Начальное распределение потоков для каждого расчетного случая производят с удовлетворением (точно или приближенно) баланса расходов в узлах сети (первый закон Кирхгофа).

Схемы начального потокораспределения для выбранных расчетных случаев позволяют установить значения расчетных расходов отдельных участков и определить по ним диаметры труб. Разумеется, для различных расчетных случаев расходы на одних и тех же участках будут различными.

Обычно один из основных расчетных случаев работы сети определяет для всех или большинства участков сети диктующие расходы. Иногда для отдельных участков перед определением диаметров приходится вносить в расчетные расходы коррективы исходя из вероятной нагрузки этих участков при других расчетных случаях.

Для назначения диаметров перемычек, которые при нормальной работе системы (рис. IV.1,*а*) нагружены весьма слабо или совсем не работают, следует принимать расход q_a, перебрасываемый по перемычке в случае аварии (рис. IV.1,*б*). Этот расход будет меньше идущего по магистрали ($q_a = \alpha q$), так как он передается на несколько соседних магистралей. Диаметры перемычек можно назначать по конструктивным соображениям после определения наивыгоднейших диаметров магистралей. Обычно диаметр перемычки принимают на один порядок ниже (по соответствующему стандарту используемых труб).

Как уже отмечалось, характер движения воды по участкам кольцевой сети в значительной степени зависит от ее конфигурации

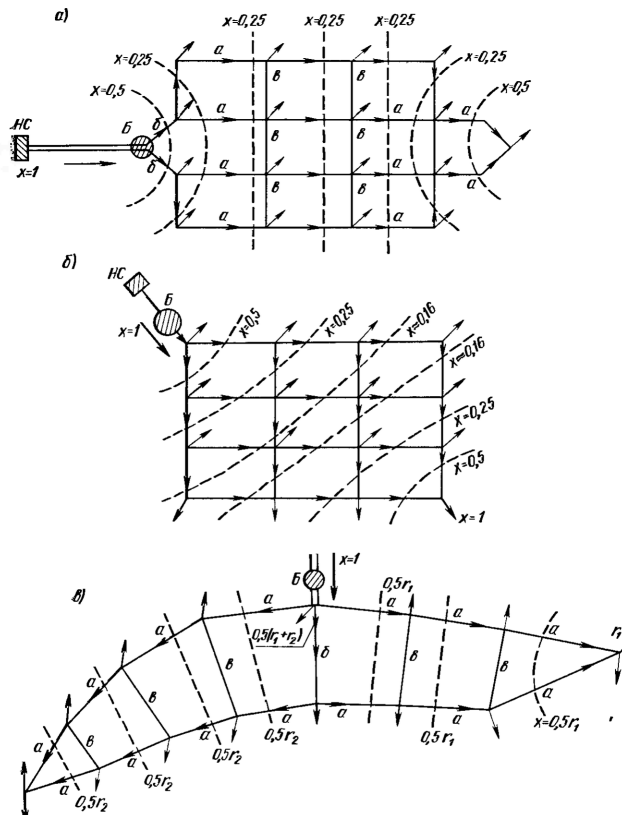


Рис. IV.2

и расположения точек подачи воды к сети и крупных (фиксированных и нефиксированных) отборов воды.

Рассмотрим прежде всего **системы с одним водопитателем** (насос и башня в начале сети) **без нефиксированных отборов.**

На схеме, приведенной на рис IV.2,*а*, представлена сеть такой конфигурации, при которой четко разграничена роль отдельных линий сети. Линии *а* — это постоянно нагруженные транзитные магистрали. Линии *б* — распределительные «гребенки», тоже постоянно

нагруженные; они раздают воду по магистралям. Наконец, линии *в* — перемычки, работающие при авариях на магистралях.

На схеме рис. IV.2,*б* представлена сеть, в которой расположение водопитателей обусловливает отсутствие четкого различия между транзитными магистралями и перемычками. Все линии сети постоянно нагружены (в той или иной степени). При аварии на одном из участков параллельные участки работают с большей нагрузкой.

Сеть, показанная на схеме рис. IV.2,*в*, при одном источнике питания имеет две конечные точки схода. Центральная линия *б* от водопитателя играет роль распределительной «гребенки», работающей на оба направления, а по каждому из двух направлений проходят линии параллельных магистралей *а* с соответствующими перемычками *в*. Конечных точек схода может быть несколько.

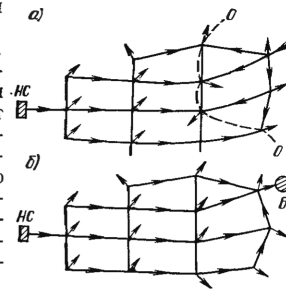


Рис. IV.3

Рассмотрим далее **системы с общим числом водопитателей и нефиксированных отборов, равным двум.** Распространенной системой такого типа является система с контррезервуаром. В этой системе в часы наибольшего водопотребления вода поступает в сеть от насосов и от башни, которая в указанный период служит вторым водопитателем (рис. IV.3,*а*). В периоды превышения подачи воды насосами над водопотреблением избыток подаваемой воды проходит транзитом через сеть и поступает в башню, которая в этот период работает как нефиксированный отбор (рис. IV.3,*б*).

Начальное потокораспределение в таких сетях должно быть намечено одновременно для двух расчетных случаев — на работу в часы наибольшего водопотребления и на работу в часы наибольшего транзита воды в башню. Если предусмотрена равномерная работа насосов в течение суток, то расходы в головных участках сети в обоих расчетных случаях будут мало изменяться. В участках сети, примыкающих к точке присоединения башни, расчетные расходы будут менять знак при этих расчетных случаях, но значения их обычно не будут сильно различаться. Значительно меняется нагрузка в часы наибольшего водопотребления и в часы транзита в участках сети, примыкающих (и близких) к границе зон питания сети от насосов и от башни. Расходы в часы транзита здесь часто оказываются бо́льшими.

За основной расчетный случай для определения диаметров труб магистральной сети следует принимать работу в часы наибольшего транзита воды в башню.

Характер движения воды в сети с контррезервуаром будет зависеть от ее конфигурации и взаимного расположения точек присоединения водоводов от насосов и от башни. Это оказывает соответствующее влияние на назначение диаметров отдельных линий.

К категории сетей, имеющих общее число водопитателей и нефиксированных отборов, равное двум, относятся также сети, питаемые от двух насосных станций или от одной насосной станции и одного напорного резервуара, постоянно подающего воду в сеть. Такая система тоже может иметь одну, две и более точек схода. Как и в сетях с одним водопитателем, в рассматриваемых сетях при начальном потокораспределении должны быть предусмотрены и соблюдены требования надежности.

В системах с несколькими (более двух) водопитателями и нефиксированными отборами распределение потоков воды в отдельные периоды работы (как и выбор расчетных расходов) может оказаться весьма сложным.

Таким образом, на основании принятого начального распределения потоков воды в сети (любого типа) для основных расчетных случаев могут быть получены значения расходов, по которым определяются диаметры труб с соблюдением требований экономичности и надежности.

Следует отметить, что нахождение значений наивыгоднейших диаметров осуществимо только при заданном потокораспределении, т. е. при некоторых принятых значениях расходов в участках сети. Нахождение наивыгоднейшего распределения расходов в кольцевой сети приводит к превращению ее в разветвленную (для удовлетворения тех же заданных узловых отборов).

§ 12. Определение диаметров труб

При заданных (принятых) расчетных расходах диаметры линий водопроводной сети, активно участвующих в работе по транспортированию воды, должны обеспечить наилучшие экономические показатели системы. Обычно за обобщенный критерий экономичности системы принимают приведенные ежегодные затраты (капитальные и эксплуатационные затраты, приведенные к одному году работы системы).

Задача нахождения экономически наивыгоднейших диаметров труб кольцевой сети может быть решена в процессе полного технико-экономического расчета [2, 3, 13]. Однако такой расчет представляет весьма трудоемкую задачу, поэтому в практике проектирования широко используют различные приближенные способы технико-экономического расчета кольцевых сетей.

Общее выражение экономически наивыгоднейшего диаметра участка кольцевой сети d_{ik} имеет вид:

$$d_{ik}=\left(\Im\frac{Qx_{ik}}{q_{ik}}\right)^{\frac{1}{\alpha+m}} q_{ik}^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}; \qquad \text{(IV.1)}$$

при квадратичном законе сопротивления ($\beta = 2$)

$$d_{ik}=\left(\Im\frac{Qx_{ik}}{q_{ik}}\right)^{\frac{1}{\alpha+m}} q_{ik}^{\frac{3}{\alpha+m}}, \qquad \text{(IV.2)}$$

где $Э$ — «экономический фактор», включающий экономические характеристики и показатели, а также некоторые гидравлические и режимные коэффициенты; Q — полный расход воды, подаваемой насосами в сеть; x_{ik} — коэффициент, учитывающий роль участка в расходовании энергии на подачу воды; q_{ik} — расчетный расход рассматриваемого участка, принятый в соответствии с начальным потокораспределением; α — показатель степени при диаметре в формуле (V.6); m, β — показатели степени соответственно при диаметре и расходе в формулах потерь напора (см. гл. VI).

Величины x_{ik} при полном технико-экономическом расчете по методу Л. Ф. Мошнина находят путем увязки сети при пропуске через нее некоторого фиктивного расхода. Они являются частями этого фиктивного расхода, проходящими по участкам сети. Для транзитных магистралей величины x_{ik} будут иметь бо́льшие значения.

При приближенных расчетах величина x_{ik} для отдельных участков линий сети может быть определена как часть общего расхода воды, передаваемого транзитными магистралями в основных направлениях движения воды в сети. Так, если на схемах рис. IV.2 провести условные сечения через основные транзитные магистрали, то для пересекаемых участков $x_{ik} = 1/n$, где n — число пересекаемых магистралей.

На рис. IV.2,*а* величины x_{ik} представляют собой фиктивные расходы в пересекаемых участках при пропуске через сеть транзитом полного фиктивного расхода, принимаемого равным единице. В этой сети ни одно из сечений не проходит через перемычки и, следовательно, для них коэффициенты x_{ik} не вводятся.

Как уже указывалось, в подобной системе перемычки при нормальной работе сети не участвуют в транспортировании воды и не влияют на расход энергии. Диаметры их определяют по конструктивным соображениям (по условиям аварийной работы)*.

Следует отметить, что чем через большее число транзитных магистралей будут проведены сечения, тем они будут «надежнее», т. е. тем меньше будет влиять на подачу воды авария на какой-либо одной магистрали. Очевидно, что в рассматриваемой схеме наименее «надежными» будут сечения, ближайшие к точке подачи воды к сети от водопитателя, а также к конечной точке схода. Для магистралей, через которые проведены эти сечения, следует предусматривать определенное увеличение диаметра, чтобы при аварии на одной из них вторая могла обеспечить пропуск расчетного расхода. В рассматриваемом случае не учитывается влияние на величины x_{ik} отметок местности.

В сети, показанной на схеме рис. IV.2,*б*, основное направление движения воды обусловливает при обычной работе сети нагрузку всех ее линий — все они работают на транзитную подачу воды. Какое-либо различие между магистралями и перемычками здесь отсутствует. При аварии на одном из участков увеличивается нагрузка на другие (в основном ближайшие к выключаемому). Величины

---

* Для всех ненагруженных линий (не участвующих в затрате энергии в системе) величины $x_{ik} = 0$, но одновременно в них и $q_{ik} = 0$. Следовательно, по формуле (IV.1) диаметр найден быть не может, так как в правой части формулы получается неопределенность.

x_{ik} в этой схеме также могут быть определены путем проведения «поперечных» сечений сети ($x_{ik} = 1/n$); при этом n (число пересекаемых линий) меняется в каждом сечении. В первом и последнем по ходу воды сечениях авария одного из двух пересекаемых участков значительно увеличивает нагрузку второго.

Несколько сложнее определить коэффициенты x_{ik} при схемах сети, подобных показанной на рис. IV.2,*в*, что обусловлено конфигурацией территории снабжаемого объекта и расположением точки подачи воды к сети от водопитателя. В представленной схеме сеть имеет две конечные точки схода потоков — полный фиктивный расход, подаваемый в точку питания сети, сбрасывается в виде двух фиктивных сбросов r_1 и r_2 в конечных точках схода, при этом $r_1 + r_2 = 1$. Здесь также должны быть намечены «поперечные» сечения транзитных магистралей и определены соответствующие значения $x_{ik} = 1/n$ (или r/n) для каждого сечения.

Величины r_1 и r_2 могут быть назначены равными при равных пьезометрических отметках H_i обеих конечных точек, при их одинаковой удаленности l_i от начальной точки и при равенстве потоков Q_1 и Q_2, направленных по каждому из двух основных путей движения воды в сети. Вместе с тем величина r будет больше для той ветви, для которой значения величин H, l или Q будут большими.

При полном технико-экономическом расчете сети величины r_1 и r_2 определяют путем последовательного приближения в процессе увязки сети по фиктивным расходам x_{ik}.

Соотношения между величинами r_1 и r_2 в зависимости от значений H, Q и l могут быть получены (приближенно) для рассматриваемой сети на основании следующих соображений.

Из теории технико-экономического расчета следует, что

$$H_{\text{I}} + \frac{(\Sigma h_{\phi ik})_{\text{I}}}{(AQ)^{0,75}} = H_{\text{II}} + \frac{(\Sigma h_{\phi ik})_{\text{II}}}{(AQ)^{0,75}},$$

или

$$\frac{(\Sigma h_{\phi ik})_{\text{I}} - (\Sigma h_{\phi ik})_{\text{II}}}{(AQ)^{0,75}} = H_{\text{II}} - H_{\text{I}} = \Delta z,$$

где H_{I} и H_{II} — заданные пьезометрические отметки в конечных точках линий; $h_{\phi ik}$ — фиктивные потери напора при пропуске по линии сети фиктивного расхода x_{ik}:

$$h_{\phi ik} = Q_{ik}^{0,5} l_{ik} x_{ik}^{-0,75} \qquad \text{(IV.3)}$$

(здесь Q_{ik} — расход; l_{ik} — длина линии); A — величина, определяемая из выражения

$$A = \Im / k^{\frac{\alpha+m}{m}}, \qquad \text{(IV.4)}$$

где k — коэффициент гидравлического сопротивления.

Показанная на рис. IV.4,*а* схема сети имеет два направления движения воды от точки подачи ее к конечным точкам. Принимая по одной линии в каждом направлении (рис. IV.4,*б*), будем иметь для первой Q_1, l_1 и x_1 и для второй Q_2, l_2 и x_2; в их конечных точках будут

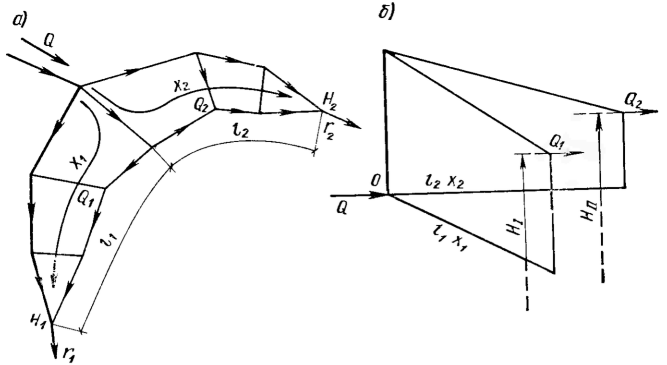


Рис. IV.4

фиктивные сбросы $r_1 = x_1$ и $r_2 = x_2$. Разность пьезометрических отметок составит $H_{II} - H_1 = \Delta z$. Тогда

$$Q_1^{0,5} l_1 r_1^{-0,75} - Q_2^{0,5} l_2 r_2^{-0,75} = (AQ)^{0,75} \Delta z. \qquad \text{(IV.5)}$$

Все величины, кроме r_1 и r_2, заданы; используя уравнение (IV.5) совместно с уравнением $r_1 + r_2 = 1$, можно путем подбора найти величины r_1 и r_2.

В частных случаях, когда $\Delta z \neq 0$, но $Q_1 = Q_2 = Q/2$ и $l_1 = l_2 = l$,

$$r_1^{-0,75} - r_2^{-0,75} = \frac{\Delta z (AQ)^{0,75}}{(Q/2)^{0,5} l} = \frac{1,41 A^{0,75} \Delta z Q^{0,25}}{l}.$$

При $\Delta z = 0$, но $Q_1 \neq Q_2$ и $l_1 \neq l_2$,

$$\frac{r_2}{r_1} = \left[\left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{0,5} \frac{l_2}{l_1}\right]^{4/3}$$

При $\Delta z = 0$ и $Q_1 = Q_2$, но $l_1 \neq l_2$,

$$\frac{r_2}{r_1} = \left(\frac{l_2}{l_1}\right)^{4/3}.$$

При $\Delta z = 0$ и $l_1 = l_2$, но $Q_1 \neq Q_2$,

$$\frac{r_2}{r_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{2/3}.$$

При $\Delta z = 0$, $Q_1 = Q_2$ и $l_1 = l_2$

$$r_1 = r_2.$$

Очевидно, сбросы r будут больше в линиях, наиболее длинных, наиболее нагруженных или имеющих наибольшую пьезометрическую отметку в конечной точке.

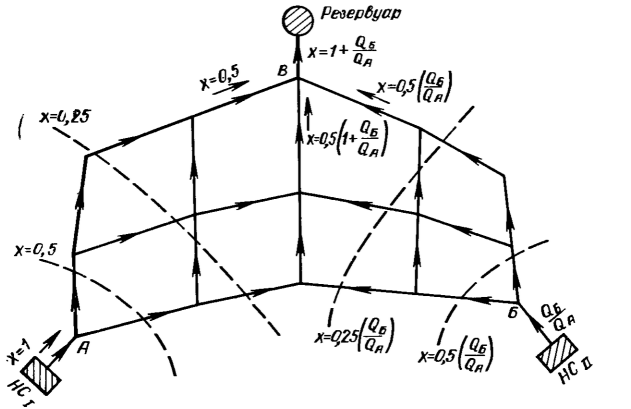


Рис. IV.5

Пример IV.1. Рассмотрим решение простейшей задачи — расчет системы из двух линий длиной l_1 и l_2, примыкающих к точке O подачи воды от насосной стадии и сбрасывающих в конечных своих точках расходы Q_1 и Q_2 (*см.* рис. IV.4,*б*). Пьезометрические отметки в конечных точках: $z_1+H_1=H_I$; $z_2+H_2=H_{II}$. Фиктивные расходы x_1 и x_2, равные фиктивным сбросам в конечных точках, неизвестны и подлежат определению с учетом влияния расходов, длин и разности пьезометрических отметок.

Задано: $Q=0,5$ м³/с; $Q_1=0,3$ м³/с; $Q_2=0,2$ м³/с; $l_1=2$ км; $l_2=1$ км. Разность пьезометрических отметок в конечных точках сброса воды $\Delta z=H_{II}-H_I=10$ м.

Принимаем величину экономического фактора $Э=1$; $k=0,001735$, $m=5,3$; $\alpha=1,6$.

Определяем A по выражению (IV.4): $A=1/0,001735^{\frac{1,6+5,3}{5,3}}=4130$. Тогда $AQ=4130\cdot0,5=2065$.

Из уравнения (IV.5) получаем: $r_1^{-0,75}\cdot0,3^{0,5}\cdot2000-r_2^{-0,75}\cdot0,2^{0,5}\times1000=10\cdot2065^{0,75}=3060$ или $1096r_1^{-0,75}-447r_2^{-0,75}=3060$ или $2,47r^{-0,75}-r_2^{-0,75}=6,85$.

Решая (путем подбора) это уравнение совместно с уравнением $r_1+r_2=1$, получим: $r_1=0,22$ и $r_2=0,78$.

Следует отметить, что назначение величин x_{ik} определяется не только разностью требуемых пьезометрических отметок в точке питания сети и в конечных точках схода потоков, но и разностью требуемых пьезометрических отметок любых последовательно расположенных узлов сети. Если эта разность мала, т. е. располагаемый напор недостаточен для преодоления гидравлических сопротивлений на соответствующей цепи участков, их диаметры должны быть увеличены. Если разность отметок велика, то диаметры участков могут быть уменьшены. Таким образом, величины x_{ik} подлежат корректировке в соответствии с заданными пьезометрическими отметками характерных узлов сети.

Рассмотрим далее систему с двумя насосными станциями, подающими воду в сеть, не имеющую нефиксированных отборов, и с одной конечной точкой схода потоков (рис. IV.5). В узел A питания сети подается фиктивный расход, принимаемый равным 1, в узел $Б$ — фиктивный расход $Q_Б/Q_A$ (при условии, что $Q_Б < Q_A$). Эти фиктивные расходы (подачи) распределяются по линиям сети в виде фиктивных расходов участков x_{ik}. В конечной точке схода потоков B сбрасывается фиктивный расход $1 + Q_Б/Q_A$. При этом для приближенного назначения x_{ik} в различных сечениях баланс x_{ik} в узлах (разветвлениях) может и не соблюдаться. Подобным же образом могут быть назначены величины x_{ik} и при наличии в такой сети двух или более точек схода.

Нахождение наивыгоднейших диаметров в системах с контррезервуаром встречает определенные затруднения.

Экономически наивыгоднейшие диаметры, как уже было сказано, должны обеспечить наименьшие приведенные затраты, включая затраты на строительство системы и на ее эксплуатацию. Наибольшую часть затрат на эксплуатацию составляет стоимость электроэнергии, расходуемой на подачу воды. Следовательно, диаметр каждой линии, транспортирующей воду, в первую очередь диаметр всех транзитных магистралей должен быть выбран с учетом того, как он повлияет на общие затраты энергии в системе подачи воды.

В системах с одной насосной станцией, подающей воду непосредственно в сеть или через башню, расположенную в начале сети, в выражение экономически наивыгоднейшего диаметра входит расход на участке, проводящем его в принятый расчетный момент работы. Между тем этот расход колеблется в течение суток, сезонов и всего расчетного срока службы водопровода.

Таким образом, для определения диаметра, обеспечивающего наименьшие затраты, включая стоимость энергии за расчетный срок, необходимо учитывать колебания затрат энергии на подачу воды, связанные с изменением потерь напора и высоты подъема воды. Эти колебания учитывают коэффициентом неравномерности расходования энергии γ, который включают в величину экономического фактора $Э$.

В системах, питающихся от одной насосной станции без башни или с башней в начале сети, величины γ можно с определенным приближением принимать одинаковыми для всех линий сети.

В системах с контррезервуаром режим работы отдельных участков резко меняется для различных расчетных случаев и поэтому для них коэффициент γ не будет одинаковым. В таких системах могут быть две основные категории линий: 1) линии, которые при любом режиме питаются от насосов; изменение их диаметра непосредственно влияет на высоту подъема воды насосами; 2) линии, питаемые при максимальном водоотборе только от башни. В этот период они расходуют энергию, уже аккумулированную башней (в периоды ее наполнения при транзитной подаче в нее воды). Таким образом, на работу этих участков в период питания от башни не затрачивается энергия насосной станции. Однако потери напора в этих линиях в указанный период определяют необходимую высоту башни. С увеличением высоты башни увеличиваются затраты энергии на работу насосов при подаче в нее воды. Есть и третья категория линий, которые в определенные периоды питаются и от насосов и от башни. Однако они не являются транзитными и не оказывают существенного влияния на затраты энергии.

Методы полного технико-экономического расчета систем с контррезервуаром [2,13] учитывают все эти режимы питания и предусматривают введение различных коэффициентов использования энергии для линий различных категорий.

Для полного технико-экономического расчета требуется проведение фиктивных расходов x_{ik} через сеть трех категорий. По сети, показанной схематически на рис. IV.6, передаются следующие фиктивные расходы:

1) от насосной станции до башни перемещается фиктивный расход $x = 1$; часть его проходит транзитом через всю сеть и сбрасывается у башни, образуя фиктивные расходы x_1 в участках сети (рис. IV.6, *а*);

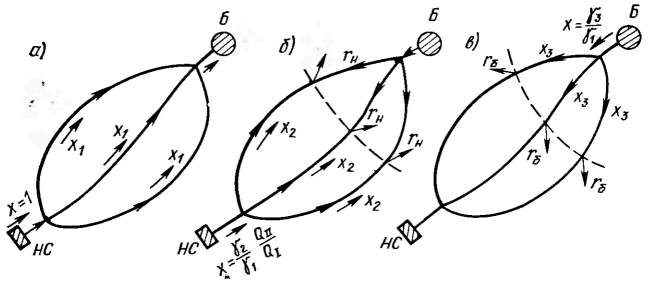


Рис. IV.6

2) от насосной станции в сеть подается фиктивный расход $x = (\gamma_2/\gamma_1) \times \times (Q_{II}/Q_I)$ (рис. IV.6, *б*). При равномерном графике подачи насосов $Q_{II}/Q_I = 1$ (в других случаях это отношение вычисляется в соответствии с заданным графиком подачи); отношение γ_2/γ_1 принимается равным 1. Соответственно фиктивные расходы x_2 в участках сети являются частями этого расхода и сбрасываются в виде фиктивных отборов $r_н$ в узлах на границе зон питания [$\Sigma r_н = = \gamma_2/\gamma_1\ (Q_{II}/Q_I)$]. При определении $r_н$ учитывают геодезические отметки узлов;

3) от башни в сеть поступает фиктивный расход $x = \gamma_3/\gamma_1$ (рис. IV.6, *в*); он образует фиктивные расходы x_3 в участках сети, сбрасываемые (сбросы $r_б$) в узлах на границе зон питания (также с учетом их отметок); $\Sigma r_б = \gamma_3/\gamma_1$.

По всем фиктивным расходам x_1, x_2, x_3 производят увязку сети.

При полном технико-экономическом расчете по методу Л. Ф. Мошнина [3,13], используя значения x_{ik} для отдельных линий, определяют общее значение фиктивного расхода линий X_{ik}.

Для участков, питающихся только от насосов при обоих расчетных случаях (от начальной точки сети до границы зон питания):

$$X_{ik} = x_1 + \left(\frac{q_i \text{ макс}}{q_i \text{ транз}}\right)^2 \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \frac{Q_{\text{макс}}}{Q_{\text{транз}}} x_2.$$

Для линий, питаемых при максимальном водоотборе только от башни

$$X_{ik} = x_1 + \left(\frac{q_i \text{ макс}}{q_i \text{ транз}}\right)^2 \frac{\gamma_3}{\gamma_1} x_3.$$

При равномерной круглосуточной работе насосной станции $Q_{\text{макс}}/Q_{\text{транз}} = 1$.

Проведение полного технико-экономического расчета значительно увеличивает объем вычислений. Кроме того, точное определение коэффициентов γ не представляется возможным ввиду непрерывно-

го изменения характера работы отдельных участков и, следовательно, полный технико-экономический расчет не гарантирует точного отражения действительного колебания затрат энергии на работу системы. В связи с этим закономерно использование приближенных методов расчета.

Для приближенного определения наивыгоднейших диаметров труб кольцевой сети по формуле (IV.2) расходы транзитных магистралей могут быть приняты по их нагрузке в часы наибольшего транзита воды в башню. Это дает достаточно близкие в обоих расчетных случаях расходы для участков, расположенных в районах, питающихся в основном от насосной станции. Расходы участков, примыкающих к башне, также не сильно различаются, хотя знак их меняется. Величины x_{ik} для группы параллельно работающих транзитных магистралей могут быть приняты по расчету также на случай максимального транзита воды в башню. Влияние аккумулирования энергии башней при этом не учитывается, что создает некоторый запас в назначенных диаметрах.

Диаметры малонагруженных участков, в основном перемычек, определяют по конструктивным соображениям без использования, следовательно, коэффициентов x_{ik}.

При расчете по приведенным выше формулам наивыгоднейших диаметров нередко получают и значения, отсутствующие в сортаменте данного типа труб. В этих случаях выбирают ближайший больший или меньший диаметр. При этом целесообразно пользоваться таблицами предельных экономических расходов, для которых данный стандартный диаметр будет наивыгоднейшим при определенных значениях экономического фактора Θ (см. прил. I). У соседних стандартных диаметров значения наибольшего экономического расхода для меньшего диаметра и наименьшего экономического расхода для большего диаметра совпадают.

Для пользования таблицей предельных экономических расходов необходимо предварительно вычислить «приведенные» расходы

$$q' = q_{ik}\sqrt[3]{\frac{\Theta}{\Theta_т}}\sqrt[3]{\frac{Qx_{ik}}{q_{ik}}}, \qquad \text{(IV.6)}$$

или при зависимости, отличающейся от квадратичной,

$$q' = q_{ik}\left(\frac{\Theta}{\Theta_т}\right)^{\frac{1}{1+\beta}}\left(\frac{Qx_{ik}}{q_{ik}}\right)^{\frac{1}{1+\beta}}, \qquad \text{(IV.7)}$$

где Θ — экономический фактор, определенный для данного случая; $\Theta_т$ — экономический фактор, принятый по таблице предельных экономических расходов.

В СНиП II-31-74 предлагается вычислять расчетные расходы и, таким образом, диаметры участков, учитывая число обслуживаемых ими жителей (см. гл. I). Из этого следует, что для отдельных участков сети должны приниматься различные коэффициенты неравномерности водопотребления, возрастающие с удалением участка от точки подачи воды к сети. При расчете необходимо учитывать места расположения водопитателей и напорно-регулирующих ем-

костей, расположение на территории объекта разнородных водопотребителей и различные режимы отбора ими воды из сети. Должна быть разработана методика определения числа жителей, снабжаемых отдельными участками кольцевой сети. Необходимо также экономически обосновать целесообразность повышения свободных напоров в конечных точках сети (а следовательно, и во всей сети города) вместо незначительного увеличения диаметров на конечных участках сети или использования местных подкачек. Методы вычисления экономического фактора приведены в гл. V.

Таким образом, определение диаметров с учетом экономических факторов и по конструктивным соображениям производят по основному расчетному случаю нормальной работы системы. Правильность выбора диаметров транзитных магистралей, а также назначения диаметров перемычек и малонагруженных линий проверяют путем проведения специальных поверочных расчетов для случаев работы системы при авариях на участках сети, а также при подаче пожарных расходов (см. гл. VII и VIII).

§ 13. Основные принципы повышения надежности работы сети

Система подачи и распределения воды должна не только обеспечивать подачу потребителям заданных количеств воды под требуемыми напорами, но и обладать определенной (требуемой) надежностью.

Как известно, под надежностью изделия, сооружения, системы понимается их свойство выполнять заданные функции, сохраняя эксплуатационные показатели в установленных пределах в течение определенного промежутка времени.

Функцией системы водоснабжения является обеспечение водой потребителей в соответствии с установленными требованиями к ее количеству, качеству и напору в сети. При этом допускается некоторое снижение заданного уровня обслуживания потребителей в периоды ликвидации аварий, возникших в системе в результате случайных событий. Такое снижение уровня обслуживания не должно быть больше допустимых (установленных нормами) пределов по степени длительности и частоте повторяемости.

Снижение или прекращение подачи воды может произойти в результате аварий на водоводах и линиях сети или на насосных станциях, например, в результате нарушения электроснабжения и др.

При расчете надежности систем подачи воды необходимо знать:

а) требования потребителей (или нормативные требования) к бесперебойности водоснабжения (к уровню водообеспечения) в периоды нормальной работы и допускаемые снижения требований в периоды ликвидации аварий;

б) численные показатели надежности отдельных элементов системы (участков водопроводных линий из труб разных типов, насосов и др.).

Руководствуясь указанными сведениями, можно запроектировать систему подачи воды, удовлетворяющую поставленным требованиям надежности.

Все расчеты в области теории надежности систем водоснабжения сводятся фактически к поверочным расчетам, показывающим, удовлетворяют ли проектируемые системы существующим нормативным требованиям к их надежности.

Согласно нормам, при проектировании сетей и сооружений надлежит соблюдать следующие требования:

1) число линий водоводов должно быть принято с учетом надежности подачи воды системой водоснабжения;

2) при прокладке водоводов в две или более линии с устройством переключений между ними при аварии на водоводе недопустимо снижение подачи воды более чем на 30% нормальной;

3) если объект снабжается водой от нескольких источников (по нескольким системам водоводов), допускается при аварии снижение подачи воды от отдельных источников до 50% нормальной, но в целом снижение подачи объекту не должно превысить 30% нормальной;

4) при любой аварии линий водопроводной сети общее снижение подачи воды объекту не должно быть более 30%. При наличии нескольких водопитателей может быть допущено по отдельным магистралям сети объекта снижение расхода до 50% нормального, а к наиболее неблагоприятно расположенной точке объекта до 25% нормального, т. е. на 75%. При этом свободный напор в сети в такой точке должен быть не менее 10 м. Последнее требование весьма существенно в связи с тем, что в наиболее удаленной и наиболее возвышенной точке территории объекта при аварии сохраняется некоторый напор, обеспечивающий подачу воды всему объекту, хотя и в уменьшенном объеме.

Таким образом, в процессе проектирования водоводы и магистральные сети должны быть проверены на случай выключения отдельных линий для ликвидации аварий.

При поверочном расчете магистральной сети на случай аварии должно быть проверено влияние выключения отдельных линий, активно работающих (нагруженных) при нормальной работе системы, а также выбрано несколько участков, выключение которых, предположительно, может оказать значительное влияние на подачу воды. К таким линиям относятся участки магистралей, направление которых совпадает с основным направлением транспортирования воды в сети. Влияние выключения различных линий зависит от места расположения их в сети, конфигурации самой сети и расположения крупных потребителей воды.

При проведении поверочного расчета для различных вариантов аварий узловые (фиксированные) отборы воды сокращают на 30%, а линию, на которой предполагается авария, исключают из сети.

Следует помнить, что рассматриваемые расчеты проводят для сети, где диаметры (и сопротивления) линий уже известны. В связи с этим нового начального потокораспределения не требуется. При ручных же расчетах приходится намечать перераспределение расходов с учетом выключения одного из участков и увеличения нагрузки соседних «перемычек». Далее путем внутренней увязки находят истинное значение линейных расходов. Выключение одного из

участков вызывает увеличение общего гидравлического сопротивления сети.

Определив соответствующие потери напора, можно судить, обеспечиваются ли при выключенном участке требуемые объемы водопотребления (70% нормального) и требуемый напор в диктующей точке. Если эти требования не выполняются, необходимо увеличить диаметр магистралей.

Исследование влияния выключения одного из серии параллельных и разноудаленных от точки питания сети участков магистралей показывает, что обычно наибольшее снижение подачи воды (наибольшее увеличение гидравлического сопротивления) происходит при выключении участков, наиболее близко расположенных к источнику питания.

Примеры поверочных расчетов кольцевых сетей на случай аварии приведены в гл. VII.

Следует отметить, что при выключении отдельных линий водоводов и сетей требуемая подача воды может быть обеспечена различными методами, т. е. могут быть использованы различные пути резервирования. Может быть предусмотрено увеличение пропускной способности линий в предвидении возможных аварий. При этом сеть и водоводы в обычных условиях работают с несколько уменьшенными потерями напора (т. е. «резервирование» осуществляется путем усиления линий). Может быть предусмотрена установка насосов, которые в периоды ликвидации аварии обеспечат все нормативные требования по расходам и напорам, создавая более высокие давления.

Совершенно очевидно, что в процессе проектирования системы подачи и распределения воды должны быть выбраны наиболее экономичные и технически приемлемые решения.

Большое влияние на повышение надежности системы водоснабжения может оказать рациональное использование регулирующих и запасных емкостей. Например, бесперебойное водообеспечение объекта в целом может быть достигнуто как дублированием линий водоводов, подающих воду от источников, так и устройством (при одной линии водовода) резервуаров, устанавливаемых в пределах объекта и содержащих запас воды, достаточный для снабжения потребителей в течение времени, необходимого для ликвидации аварии. При этом должна быть обеспечена возможность подачи воды в систему из запасного резервуара (самотеком или специальными насосами).

Наличие напорно-регулирующих емкостей в системе позволяет повысить не только равномерность работы системы, но и в значительной степени ее надежность. При любой аварии на сети наличие определенного количества воды в баках напорных емкостей дает возможность поддерживать в прилегающих к ним районах города требуемые напоры и обеспечивать водой потребителей до исчерпания имеющегося запаса. Это в любом случае сокращает период нарушения нормального водообеспечения потребителей в результате аварий.

ГЛАВА V
ЭКОНОМИЧЕСКИЙ ФАКТОР И ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ ЕГО ПАРАМЕТРЫ

§ 14. Экономический фактор

Условия строительства и эксплуатации системы подачи и распределения воды характеризуются экономическим фактором $Э$, входящим в общую формулу наивыгоднейшего диаметра водопроводных линий. Численное значение фактора $Э$ можно определить по следующему выражению:

$$Э = \frac{24 \cdot 365}{102} 10^3 \frac{\sigma \gamma k m}{\alpha \eta b \left(\frac{1}{T_{ок}} + \frac{R}{100} \right)}, \qquad (V.1)$$

где σ — стоимость электроэнергии, руб/ (кВт · ч); γ — коэффициент неравномерности расходования энергии; k и m — коэффициент и показатель степени в формуле (VI.9); α и b — показатель степени и коэффициент в формуле (V.6); η — КПД насосной станции; $T_{ок}$ — срок окупаемости в годах; R — сумма амортизационных отчислений, а также затрат на капитальный и текущий ремонт в процентах строительной стоимости данной линии.

§ 15. Стоимость электроэнергии

Стоимость электроэнергии зависит от тарифа, установленного для энергосистемы, питающей данную систему водоснабжения. Оплата за использованную электроэнергию производится по одноставочному или двухставочному тарифу, определяемому оптовыми ценами на электроэнергию.

По одноставочному тарифу рассчитывают системы с присоединенной мощностью до 750 кВ · А. В этом случае плата взимается только за использованную электроэнергию.

По двухставочному тарифу рассчитывают системы с присоединенной мощностью 750 кВ · А и выше. В этом случае стоимость оплачиваемой электроэнергии складывается из годовой платы за 1 кВт заявленной потребителем максимальной мощности, участвующей в максимуме нагрузки энергосистемы, и платы за 1 кВт · ч отпущенной потребителю активной электроэнергии. Под заявленной мощностью понимается абонированная потребителем наибольшая получасовая электрическая мощность, совпадающая с периодом максимальной нагрузки энергосистемы.

Для вычисления экономического фактора необходимо определить приведенную стоимость электроэнергии, учитывающую оба вида платежей. С изменением режима водопотребления изменяется потребляемая насосными агрегатами фактическая мощность, и, следовательно, изменяется приведенная стоимость 1 кВт · ч электроэнергии, поэтому приведенную стоимость электроэнергии следует определять применительно к режиму водопотребления, по которому выбирают диаметры труб.

В случае оплаты за электроэнергию по одноставочному тарифу приведенная стоимость 1 кВт · ч электроэнергии равна фактической стоимости электроэнергии, предусмотренной прейскурантом.

При двухставочном тарифе приведенная стоимость 1 кВт · ч электроэнергии может быть определена по формуле

$$\sigma = \frac{MN_{\text{макс}}/N_{\text{факт}}}{8760} + a, \qquad \text{(V.2)}$$

где M — плата в год за 1 кВт заявленной потребителем максимальной мощности, участвующей в максимуме нагрузки энергосистемы, руб.; $N_{\text{макс}}$ — заявленная потребителем мощность, используемая в часы, являющиеся для данной энергосистемы часами максимума, кВт; $N_{\text{факт}}$ — фактическая мощность, потребляемая насосными агрегатами при рассматриваемом режиме водопотребления, кВт; a — плата за 1 кВт · ч потребленной электроэнергии, руб.; 8760 — число часов в году.

Как уже указывалось, при изменении режима работы системы изменяется стоимость 1 кВт · ч электроэнергии. В связи с этим, если за стоимость электроэнергии принять значение $\sigma = \sigma_0$, соответствующее номинальной мощности $N_{\text{ном}}$, потребляемой при наиболее нагруженном режиме работы системы, применительно к которому производят выбор насосного оборудования, при других режимах потребляемая мощность окажется ниже номинальной. Это приводит к возрастанию стоимости электроэнергии: $\sigma = \chi\sigma_0$, где $\chi \geqslant 1$. Значение χ можно определить по формуле

$$\chi = \frac{MN_{\text{макс}}/N_{\text{факт}} + 8760a}{MN_{\text{макс}}/N_{\text{ном}} + 8760a}. \qquad \text{(V.3)}$$

На предварительной стадии расчета, когда еще не выбрано насосное оборудование, можно принимать $\chi = 1$.

Если принять, что наиболее нагруженный режим работы системы водоснабжения совпадает с максимумом нагрузки энергосистемы, то $N_{\text{макс}} / N_{\text{факт}} = 1$.

В настоящее время величины платежей при двухставочном тарифе колеблются в широких пределах в зависимости от принадлежности района к той или иной энергосистеме. Так, плата M в год за 1 кВт заявленной потребителем максимальной мощности составляет от 30 до 48 руб., а плата a за 1 кВт · ч израсходованной энергии — от 0,9 до 2,2 коп.

Следует отметить, что полную стоимость электроэнергии, затраченной за год, определяют по фактическим показателям приборов учета и установленной (заявленной) мощности. Определение годовых затрат по приведенной стоимости электроэнергии затруднительно, так как последняя зависит от режима работы насосной станции.

Число одновременно работающих насосов на насосной станции изменяется в зависимости от режима водопотребления. Общий КПД насосных установок зависит от числа одновременно работающих агрегатов и поэтому должен определяться применительно к рассматриваемому режиму работы насосной станции.

КПД совместно работающих агрегатов вычисляют по формулам: при параллельной работе агрегатов

$$\eta = \frac{Q_1 + Q_2 + \ldots + Q_n}{Q_1/\eta_1 + Q_2/\eta_2 + \ldots + Q_n/\eta_n};$$

при последовательной работе агрегатов

$$\eta = \frac{H_1 + H_2 + \ldots + H_n}{H_1/\eta_1 + H_2/\eta_2 + \ldots + H_n/\eta_n}, \qquad (V.5)$$

где Q_1, Q_2, ..., Q_n — подача соответственно первого, второго и n-го насоса; η_1, η_2, ..., η_n — КПД соответственно первого, второго и n-го насосного агрегата; H_1, H_2, ..., H_n — напор, развиваемый соответственно первым, вторым и n-м насосом.

Рассмотрение формул (V.4) и (V.5) показывает, что наибольшего экономического эффекта можно достичь, если насосы больших мощностей будут работать с наибольшим КПД, а регулирование подачи воды в систему при изменении режимов водопотребления будет осуществляться насосами малой мощности.

На первых стадиях расчета, когда насосное оборудование еще не выбрано, значение КПД можно приближенно принимать в пределах от 0,7 до 0,8.

§ 16. Стоимость строительства водопроводных линий

Стоимость строительства линий водопроводной сети может быть выражена эмпирической формулой

$$C = a_0 + b d_i^{\alpha}; \qquad (V.6)$$

определяющей стоимость строительства единицы длины трубопровода диаметром d_i.

В этой формуле величины a_0, b и α зависят от вида труб и глубины их укладки, вида грунта, наличия грунтовых вод, способа укладки и пр. Анализ сметной стоимости трубопроводов показывает, что изменение условий строительства в основном сказывается на величине a_0, значение коэффициента b при этом изменяется несущественно. Этот коэффициент зависит главным образом от вида и класса прочности труб. Коэффициент a_0 представляет собой постоянную часть стоимости, не зависящую от диаметра труб, поэтому он не оказывает влияния на значение экономически наивыгоднейшего диаметра и нас интересовать не будет.

Для установления указанной зависимости необходимо знать единичную стоимость прокладки трубопроводов при существующем уровне цен применительно к местным условиям.

Определение величин a_0, b и α возможно следующим образом. Представим формулу стоимости $C = a_0 + b d_i^{\alpha}$ в виде $C - a_0 = b d_i^{\alpha}$. Проведя логарифмирование, получим:

$$\lg (C - a_0) = \lg b + \alpha \lg d_i.$$

Если провести замену переменных $\lg (C - a_0) = y$ и $\lg d_i = x$, то формула примет вид:

$$y = \lg b + \alpha x.$$

Построив по данным единичной стоимости график зависимости $C = f(d_i)$, подобный показанному на рис. V.1, можно определить величину a_0. Затем на графике в осях $y = \lg (C - a_0)$ и $x = \lg d_i$ (рис. V.2) следует построить ряд точек, отвечающих единичным

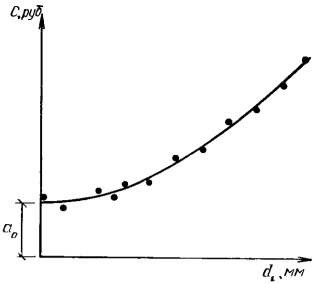


Рис. V.1

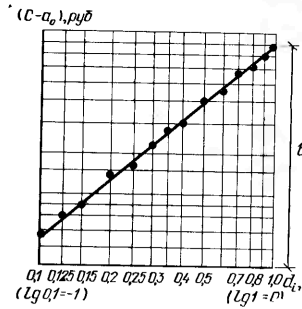


Рис. V.2

стоимостям. Прямая, проведенная через точки стоимости, будет отображением линейной зависимости $y = \lg b + \alpha x$ или уравнения

$$C = a_0 + bd_i^{\alpha}.$$

Величина b находится по величине $\lg b$ при $x = \lg d_i = 0$, т. е. при $d_i = 1{,}0$, а показатель степени α находится как тангенс угла наклона прямой $y = \lg b + \alpha x$ к оси абсцисс.

Для проведения технико-экономических расчетов удобно, чтобы стоимостные зависимости каждого вида труб всех классов имели постоянный показатель α. Это упрощает учет стоимости отдельных элементов строительства, а также влияния на нее конкретных условий объекта, позволяет учитывать изменение цен на различные виды работ и материалов путем введения соответствующих поправочных коэффициентов. Кроме того, для удобства проведения расчетов целесообразно, чтобы формула стоимости охватывала весь сортамент диаметров каждого класса труб. Анализ данных о стоимости труб показывает, что на современном этапе, несмотря на периодически происходящие изменения цен, показатель степени α независимо от условий укладки и класса труб можно принимать с достаточной для практических целей точностью равным 1,6 для трубопроводов из чугунных труб; 1,4 для трубопроводов из стальных труб; 1,95 для трубопроводов из асбестоцементных и пластмассовых труб.

Все изменения, связанные с ценообразованием, можно учитывать путем изменения коэффициентов a_0 и b.

§ 17. Влияние режима работы системы подачи и распределения воды

Коэффициент неравномерности расходования энергии γ представляет собой отношение энергии, которая должна быть затрачена на преодоление сопротивления труб в течение расчетного периода с учетом изменения водопотребления, к энергии, затрачиваемой за

этот же период при расходе, применительно к которому выбирают диаметры труб.

Вычисление действительно затрачиваемой энергии за расчетный срок в большинстве случаев практически не представляется возможным из-за приближенности водопотребления по годам и часам суток, графиков неравномерности водопотребления и других данных.

Если пренебречь нелинейной зависимостью потерь напора от расхода, то можно считать, что действительно потребленная энергия за расчетный срок равна энергии, определенной по среднему за расчетный срок расходу, соответствующему режиму среднего водопотребления. По этому режиму можно судить об экономичности работы всей системы и в первом приближении производить выбор диаметров.

В большинстве случаев выбор диаметров производят на час наибольшего транзита или на час наибольшего водопотребления.

Пренебрегая разделением систем водоснабжения по месту расположения регулирующей емкости, а также считая, что расходы, подаваемые насосной станцией в часы наибольшего водопотребления и наибольшего транзита, близки, можно найти коэффициент неравномерности расходования энергии приближенно для всей системы в целом или отдельных линий по выражению:

$$\gamma = 1/(K_0 K_{сут} K_ч)^3, \qquad (V.7)$$

где K_0 — коэффициент, учитывающий рост водопотребления по годам в течение расчетного срока действия водопровода; $K_{сут}$ и $K_ч$ — коэффициенты соответственно суточной и часовой неравномерности водопотребления; $K_ч = \alpha\beta$.

На основании данных СНиП II-31-74 можно считать, что ежегодный прирост водопотребления должен составлять примерно 1—3%, т. е. $K_0 = 1{,}01 \ldots 1{,}03$.

Коэффициент суточной неравномерности $K_{сут}$, учитывающий уклад жизни населения, режим работы предприятий, степень благоустройства зданий, изменение водопотребления по сезонам года и дням недели, принимают равным 1,1—1,3.

Коэффициент α, учитывающий степень благоустройства зданий и другие местные условия, принимают равным 1,2—1,4.

Коэффициент β, учитывающий число жителей в населенном пункте, может быть определен по формуле, аппроксимирующей данные СНиП:

$$\beta = 1 + 1/\sqrt{N}, \qquad (V.8)$$

где N — число жителей, тыс. чел.

Отсюда выражение (V.7) принимает вид:

$$\gamma = \{\sqrt{N}/[K_0 K_{сут}\alpha(1+\sqrt{N})]\}^3. \qquad (V.9)$$

В общем случае коэффициент неравномерности расходования энергии находят в результате гидравлических расчетов системы при различных режимах ее работы.

Как уже указывалось, используемые при расчете графики часовой неравномерности водопотребления не отражают в полной мере его возможную картину, поэтому существует предложение перейти к понятию «расчетного режима водопотребления». Расчетный режим водопотребления является упрощен-

ным математическим описанием всей упорядоченной (ранжированной в порядке возрастания) совокупности часовых расходов, ожидаемых в расчетном году работы системы. Иными словами, это функция распределения вероятности часовых расходов. Она может быть получена в результате анализа обширных данных о фактических режимах водопотребления городов и поселков с различной численностью населения, степенью благоустройства и разными климатическими условиями [6].

Расчетный режим водопотребления определяется формулой вида

$$q = q_{ср} K_{о.ч} T^{K_{о.ч}-1}, \qquad (V.10)$$

где q — часовой расход воды в момент времени T; $q_{ср}$ — средний за рассматриваемый период часовой расход воды; $K_{о.ч}$ — максимальный коэффициент общей часовой неравномерности, представляющий собой отношение максимального часового расхода к среднечасовому расходу; T — текущее время, которое выражается в долях общего периода водопотребления и изменяется в пределах от 0 до 1.

В этой формуле коэффициент $K_{о.ч}$ не относится к каким-либо конкретным суткам, а определяется из всего ряда часовых расходов за рассматриваемый период. Максимальный коэффициент общей часовой неравномерности определяется с заданной степенью обеспеченности. Под обеспеченностью понимается вероятность появления случайных расходов, не превышающих заданного значения. Так, если значение $K_{о.ч}$ задано с 98%-ной обеспеченностью, то это означает, что вероятность его превышения в течение рассматриваемого периода равна 0,02. Величина обеспеченности должна задаваться на основании требований по обеспечению определенного уровня надежности системы водоснабжения.

Пользуясь формулой расчетного режима водопотребления, можно получить иное выражение для определения значения коэффициента неравномерности расходования энергии.

Затраты энергии системой за час времени ее работы составляют

$$P_i = qh = Sq^3 = Sq_{ср}^3 (K_{о.ч} T^{K_{о.ч}-1})^3.$$

Тогда суммарные затраты энергии за расчетный период будут равны:

$$P = \int_0^T P_i \, dT = Sq_{ср}^3 \frac{K_{о.ч}^3}{3K_{о.ч} - 2}.$$

Поскольку $q_{макс} = K_{о.ч} q_{ср}$, величина $P_{макс} = S q_{ср}^3 K_{о.ч}^3$. Тогда

$$\gamma = P/P_{макс} = 1/(3K_{о.ч} - 2). \qquad (V.11)$$

§ 18. Влияние экономических и гидравлических параметров

Срок окупаемости $T_{ок}$ [см. формулу (V.1)] для систем водоснабжения принимают равным 8,4 годам. Размер отчислений на амортизацию в сумме с затратами на капитальный и текущий ремонт R для водоводов и сетей из чугунных труб установлен равным 2,4%, из стальных и асбестоцементных труб — 5,5%. Для трубопроводов из пластмассовых труб приближенно можно принять R таким же, как для стальных труб. Величины k и m принимают в соответствии с формулой, используемой для определения потерь напора в трубах.

Подставив в формулу (V.1) значения величин k и m, приведенные в табл. V.1, получим:

для стальных труб

$$Э = \frac{24 \cdot 365}{102} 10^3 \frac{0{,}001735 \cdot 5{,}3}{1{,}4\,(0{,}119 + 0{,}055)} \frac{\sigma\gamma}{\eta b} \approx 3240 \frac{\sigma\gamma}{\eta b}; \qquad (V.12)$$

Таблица V.1

Трубы	k	m
Стальные и чугунные	0,001735	5,3
Асбестоцементные	0,00118	4,89
Пластмассовые	0,001052	4,774

для чугунных труб

$$\Theta = \frac{24 \cdot 365}{102} 10^3 \frac{0{,}001735 \cdot 5{,}3}{1{,}6\,(0{,}119+0{,}024)} \frac{\sigma\gamma}{\eta b} \approx 3450 \frac{\sigma\gamma}{\eta b}; \qquad (V.13)$$

для асбестоцементных труб

$$\Theta = \frac{24 \cdot 365}{102} 10^3 \frac{0{,}00118 \cdot 4{,}89}{1{,}95\,(0{,}119+0{,}055)} \frac{\sigma\gamma}{\eta b} \approx 1460 \frac{\sigma\gamma}{\eta b}; \qquad (V.14)$$

для пластмассовых труб

$$\Theta = \frac{24 \cdot 365}{102} 10^3 \frac{0{,}001052 \cdot 4{,}774}{1{,}95\,(0{,}119+0{,}055)} \frac{\sigma\gamma}{\eta b} \approx 1270 \frac{\sigma\gamma}{\eta b}. \qquad (V.15)$$

Из рассмотрения этих формул следует, что одни и те же условия строительства и эксплуатации характеризуются различными значениями Θ, зависящими от вида применяемых труб. В связи с этим очевидно, что диаметры труб, определенные по таблицам предельных экономических расходов (см. прил. I) при одинаковых значениях экономического фактора, могут иметь разные значения.

Возможен и другой подход к оценке условий строительства и эксплуатации трубопроводов из различных материалов. Эти условия могут характеризоваться экономическим фактором, отнесенным к какому-либо одному виду труб, а отличия от этого вида могут учитываться поправочными коэффициентами. Для этого необходимо, чтобы значение α в диапазоне всех сортаментных диаметров для каждого вида труб разных классов прочности оставалось постоянным. Этому условию с достаточной точностью отвечают все рассматриваемые трубы промышленного производства.

Поскольку из всех труб промышленного производства в наиболее широком ассортименте изготовляют стальные, значение Θ целесообразно относить применительно к их использованию. Тогда условия строительства и эксплуатации трубопроводов из других материалов $\Theta_т$ будут определены через экономический фактор для стальных труб $\Theta_с$ следующим образом:

$$\Theta_т = \Theta_с \psi_1. \qquad (V.16)$$

где ψ_1 — коэффициент, учитывающий отличие принятого вида труб от стальных.

Значение коэффициента ψ_1 может быть определено по выражению:

$$\psi_1 = \frac{\Theta_т}{\Theta_с} = \frac{m_т k_т \left(\frac{1}{T_{ок}} + \frac{R_с}{100}\right) \alpha_с b_с}{m_с k_с \left(\frac{1}{T_{ок}} + \frac{R_т}{100}\right) \alpha_т b_т}. \qquad (V.17)$$

Очевидно, что при использовании стальных труб $\psi_1 = 1$. Следует отметить, что значения коэффициента k и показателя степени m определяются гид-

Таблица V.2

Трубы	b	ψ_1
Стальные	53	1
Чугунные	107	0,47
Асбестоцементные	78	0,27
Пластмассовые	150	0,13

равлическими характеристиками труб и не зависят от их стоимости или стоимости электроэнергии. Также неизменными для определенного вида труб являются значения R. Постоянными для «средних» условий прокладки являются и значения коэффициентов b в этой формуле. В связи с этим оказывается, что при «средних» условиях строительства коэффициент ψ_1 для каждого вида труб может быть принят постоянным, не зависящим от значения экономического фактора $Э$.

Указанный способ оценки условий строительства и эксплуатации различных видов труб использован при составлении таблиц предельных экономических расходов, приведенных в таблицах Ф. А. Шевелева [7]. Значения коэффициентов ψ_1, принятые при составлении этих таблиц, и значения коэффициентов b, принятые при определении значений ψ_1, приведены в табл. V. 2.

Для возможности пользования таблицами Ф. А. Шевелева значения экономического фактора независимо от вида применяемых труб следует определять для стальных труб.

Отличия в величинах $Э_с$ и $Э_т$ учтены в значениях предельных экономических расходов.

Для возможности учета происходящего во времени изменения уровня цен на трубы или условий строительства, связанного, как указывалось, с изменением коэффициента b, значение экономического фактора следует умножить на поправочный коэффициент $\psi_2 = b/b_н$, где b — значение, приведенное в табл. V.2, а $b_н$ — новое значение, определенное по результатам обработки стоимости трубопроводов.

В случае, если фактическое гидравлическое сопротивление труб отличается от расчетного, значение $Э$ следует умножить на коэффициент $\psi_3 = k_н/k$, где $k_н$ — новый коэффициент в формуле, определяющей гидравлический уклон; k — коэффициент, принятый при расчете (см. табл. V.1).

Таким образом, изменение стоимости труб и укладки, а также гидравлических параметров, не требуя пересоставления таблиц предельных экономических расходов, учитывается введением поправочных коэффициентов к принятым значениям экономических факторов.

Приведенные данные показывают, что таблицы предельных экономических расходов, составленные по двум рассмотренным способам, не противоречат друг другу, а отражают отличие условий, применительно к которым они составлены.

ГЛАВА VI
ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОТЕРЬ НАПОРА В ВОДОПРОВОДНЫХ ТРУБАХ

§ 19. Основные зависимости

Определение потерь напора в трубах является одной из основных элементарных расчетных операций, используемых при расчете систем подачи и распределения воды. Процесс численного определения

потерь напора достаточно трудоемок и поэтому весьма важно его всемерное упрощение и облегчение.

Потери напора при движении воды по трубам пропорциональны их длине и зависят от диаметра труб, расхода воды (скорости течения), характера и степени шероховатости стенок труб (т. е. от типа и материала труб) и от области гидравлического режима их работы.

Основной формулой инженерной гидравлики, связывающей все указанные характеристики, является формула Дарси — Вейсбаха

$$h = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}, \qquad (VI.1)$$

где h — потери напора; λ — коэффициент гидравлического сопротивления; l и d — длина и диаметр трубы; v — скорость движения воды; g — ускорение свободного падения.

Для расчетов водопроводных систем практически удобнее модификация этой формулы, в которой скорость заменена расходом:

$$h = k \frac{q^2 l}{d^m}, \qquad (VI.2)$$

где k — коэффициент; q — расход воды; m — показатель степени [см. формулу (VI.9)].

Обе представленные формулы являются частным случаем (напорное движение в трубах) более общей формулы, охватывающей случаи напорного и безнапорного движения в каналах и трубах:

$$v = C\sqrt{Ri}, \qquad (VI.3)$$

где C — коэффициент Шези; R — гидравлический радиус; i — гидравлический уклон.

Коэффициенты λ, k и C имеют одинаковую природу и связаны следующими соотношениями:

$$\lambda = \frac{g\pi^2}{8} \quad k = \frac{8g}{C^2}; \quad k = \frac{8}{g\pi^2} \quad \lambda = \frac{64}{\pi^2 C^2}. \qquad (VI.4)$$

При работе труб в области квадратичного сопротивления значения этих коэффициентов зависят только от диаметра и шероховатости их. В этой области, как показали опыты, проведенные во ВНИИ ВОДГЕО (под руководством Ф. А. Шевелева), работают неновые стальные и чугунные трубы при скорости движения воды $v \geqslant 1{,}2$ м/с.

При работе труб в переходной области турбулентного режима (доквадратичной области) значения λ (k и C) зависят от диаметра и шероховатости труб, а также от числа Рейнольдса, т. е. от скорости (или расхода) при данном диаметре и от вязкости жидкости. В этой области работают неновые стальные и чугунные трубы при скорости $v < 1{,}2$ м/с, а также новые металлические и асбестоцементные трубы при всех практически используемых скоростях движения воды.

При работе труб в области «гидравлически гладких» труб значения указанных коэффициентов зависят от диаметра труб и числа Рейнольдса и не зависят от их шероховатости. В этой области работают пластмассовые и стеклянные трубы.

Влияние шероховатости внутренней поверхности труб на их гидравлическое сопротивление учитывается различными эмпирическими формулами, выведенными на основе экспериментальных данных для разных типов труб или с использованием некоторых численных характеристик шероховатости. Число различных расчетных формул, предложенных для определения коэффициентов λ (k и C), весьма велико. В СССР широкое распространение получили формулы Ф. А. Шевелева [7].

Исходя из того, что потери напора h пропорциональны длине водопроводной линии, можно определять потери напора на единицу длины безразмерной величиной — гидравлическим уклоном $i = h/l$ и находить полные потери напора для линии любой длины: $h = il$.

Ф. А. Шевелевым предложены следующие формулы для определения единичных потерь напора:

а) для неновых стальных и чугунных труб, работающих в квадратичной области при $v \geqslant 1{,}2$ м/с,

$$i = \frac{0{,}001735}{d^{5,3}} q^2; \qquad \text{(VI.5)}$$

б) для неновых стальных и чугунных труб, работающих в переходной области при $v < 1{,}2$ м/с,

$$i = \frac{0{,}00148}{d^{5,3}} \left(1 + \frac{0{,}867}{v}\right)^{0,3} q^2; \qquad \text{(VI.6)}$$

в) для асбестоцементных труб

$$i = \frac{0{,}00091}{d^{5,19}} \left(1 + \frac{3{,}51}{v}\right)^{0,19} q^2; \qquad \text{(VI.7)}$$

г) для пластмассовых труб

$$i = 0{,}001052 \frac{q^{1,774}}{d^{4,774}}. \qquad \text{(VI.8)}$$

Для новых металлических труб, работающих только в переходной области, существуют специальные расчетные формулы, однако пользоваться ими можно лишь в том случае, если есть гарантия, что в процессе эксплуатации не будут наблюдаться внутренняя коррозия и образование отложений.

В последние годы в связи с ухудшением качества поверхностных вод, применением коагулянтов во многих действующих системах водоснабжения наблюдаются коррозионные зарастания внутренних поверхностных чугунных и, особенно, стальных труб. Это приводит к увеличению гидравлического сопротивления металлических трубопроводов, иногда в 2 и более раза. Для реконструируемых сетей и водопроводов следует предусматривать мероприятия по восстановлению и сохранению их пропускной способности. Если это технически невозможно или экономически нецелесообразно, допускается увеличивать гидравлическое сопротивление труб в соответствии с анализом его фактических значений.

В соответствии с рекомендациями СНиП, потери напора в железобетонных трубах, имеющих широкое применение при строительстве водопроводов, разрешается определять по формулам для металлических труб. В действительности гидравлическое сопротивление железобетонных труб в сильной степени зависит от качества исходного материала, применяемого для их изготовления, и технологии производства. В случае соблюдения требований, предъявляемых к технологии и качеству материала, и проведения при необходимости соответствующей обработки внутренней поверхности железобетонных труб их гидравлическое сопротивление значительно ниже, чем определенное по формулам для металлических труб, и может приближаться к сопротивлению гидравлически гладких труб.

При проведении гидравлических и технико-экономических расчетов (в частности, с применением ЭВМ) использование формул, содержащих двучленный сомножитель, приводит к определенным трудностям. Рядом авторов были предложены различные приближенные одночленные формулы вида:

$$i = kq^{\beta}/d^{m}, \qquad \text{(VI.9)}$$

аппроксимирующие приведенные выше.

В частности, для неновых металлических труб при скорости движения воды до 3 м/с М. М. Андрияшевым предложена формула

$$i = 0{,}00179q^{1{,}9}/d^{5{,}1}. \qquad \text{(VI.10)}$$

Для асбестоцементных труб Н. Н. Абрамовым получена следующая одночленная формула:

$$i = 0{,}00118q^{1{,}85}/d^{4{,}89}. \qquad \text{(VI.11)}$$

§ 20. Практические методы определения потерь напора при расчете водопроводных сетей

В практике расчета водопроводных систем задача определения потерь напора может ставиться различно. Например:

а) требуется определить потери напора (и скорость) по заданному расходу при уже известном диаметре;

б) требуется подобрать диаметр при заданном располагаемом напоре и требуемом расходе;

в) требуется провести увязку сети, т. е. многократное определение потерь напора во многих участках сети при известных диаметрах и длинах, и определить поправочные расходы в контурах для снижения величины невязки.

Для облегчения и ускорения процесса определения потерь напора широко используют различные вспомогательные таблицы, графики, номограммы и т. п.

Широкое распространение получили так называемые «полные» таблицы для определения потерь напора. Они дают величины потерь напора на единицу длины (т. е. i или $1000i$ — потери на 1000 м длины) для всех стандартных диаметров труб различных типов в широком диапазоне расходов (и соответственно скоростей).

Структура таких таблиц (в том числе таблиц Ф. А. Шевелева:

Q, л/с	D_1		D_2		D_3		D_n	
	v, м/с	1000 i, м	v, м/с	1000 i, м	v, м/с	1000 i, м	v, м/с	1000 i, м

Пользуясь таблицей, можно для заданного Q предварительно подобрать диаметр в соответствии с предполагаемой скоростью; определить потери на 1 км и потери, соответствующие заданной длине.

Имея заданный располагаемый напор H, м, и длину водовода l, км, можно найти $i = H/l$ и затем определить по таблицам требуемый диаметр при заданном расходе или возможный расход при принятом диаметре.

Однако есть много практических задач, при решении которых непосредственное определение потерь напора с помощью таблиц оказывается неудобным, например внутренняя увязка сети. Проведение увязки по методу Лобачева — Кросса предусматривает аналитическое определение поправочных расходов для каждого контура (см. гл. VII), что может быть просто осуществлено благодаря использованию значений гидравлических сопротивлений S.

Если общую формулу потерь напора (VI.2) представить в виде

$$h = s_0 l q^2, \qquad \text{(VI.12)}$$

то величина $s_0 = k/d^m$ будет включать все факторы, характеризующие гидравлическое сопротивление на единицу длины линии. Величина s_0 носит название удельного гидравлического сопротивления. Полное гидравлическое сопротивление всей линии (участка сети) будет $S = s_0 l$. Имея таблицы удельных сопротивлений труб различных типов и всех стандартных диаметров, легко определить S и потери напора, соответствующие заданному расходу.

Для труб, работающих в неквадратичной области, в величину k входит расход (или скорость) в некоторой дробной степени. Тогда общая формула потерь напора приобретает такой вид:

$$h = Sq^\beta = \frac{k_0 l}{d^m} q^\beta. \qquad \text{(VI.13)}$$

Степень β колеблется в пределах 1,75 — 2. Некоторые формулы, в том числе формулы, предложенные Ф. А. Шевелевым, невозможно привести к указанному виду. При их использовании потери напора определяют по квадратичным зависимостям и после этого в величину потерь вводят поправочный коэффициент δ, зависящий от скорости:

$$h = s_0 l \delta q^2 = S \delta q^2. \qquad \text{(VI.14)}$$

Значения удельных сопротивлений s_0 труб различных типов при их работе в различных областях приведены в табл. 1—3 прил. II. Значения поправок на неквадратичность при расчетах по формулам для квадратичной области приведены в табл. 4—6 прил. II.

ГЛАВА VII
ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СИСТЕМ С ОДНИМ ВОДОПИТАТЕЛЕМ И БЕЗ НЕФИКСИРОВАННЫХ ОТБОРОВ

§ 21. Общие положения

К системам с одним водопитателем и без нефиксированных отборов относятся:

1) безбашенные системы с непосредственной подачей воды насосами в сеть;

2) системы с напорно-регулирующей емкостью (в частности, с башней), расположенной между насосной станцией и сетью. Характерной особенностью таких систем является то, что при любом отборе воды из сети, т. е. при любых значениях узловых (фиксированных) отборов воды Q_i, подача воды водопитателем равна ΣQ_i.

Наиболее часто используют системы с напорно-регулирующей емкостью, расположенной вблизи точки присоединения водоводов к сети (емкость здесь единственный водопитатель для сети). Основным расчетным случаем такой системы является работа в час максимального расхода в сутки наибольшего водопотребления. По этому расходу определяют диаметры линий сети и высоту расположения (отметку дна) питающего резервуара или бака башни. Сеть должна быть также проверена на пропуск пожарных расходов к намеченным точкам пожара в часы наибольшего водопотребления.

Для более детального анализа работы системы в СНиП II-31-74 рекомендуется проведение дополнительных расчетов сети на периоды ее работы при среднем часовом расходе в сутки среднего водопотребления и минимальном часовом расходе в сутки наименьшего водопотребления.

Следует также проверять сеть на пропуск требуемых расходов при выключении на ремонт отдельных поврежденных участков магистральных линий.

После назначения начального потокораспределения в сети для случая наибольшего водопотребления (с учетом требований на дежности) и определения наивыгоднейших диаметров линий сети проводится ее «внутренняя увязка», т. е. нахождение действительного распределения подаваемой воды по линиям сети — действительных линейных расходов q_{ik} в участках сети. Внутренняя увязка является наиболее трудоемкой операцией гидравлического расчета кольцевых сетей.

§ 22. Методы внутренней увязки кольцевых сетей

После нахождения наивыгоднейших диаметров линий сети, или, точнее, ближайших к ним стандартных диаметров, при известных длинах участков могут быть определены гидравлические сопротивления участков S_{ik}.

Как известно, действительное распределение расходов воды по сети должно удовлетворять первому и второму законам Кирхгофа:

уравнениям баланса расходов в узлах

$$\Sigma q_{ik} + Q_i = 0 \qquad \text{(VII.1)}$$

и уравнениям баланса потерь напора в элементарных кольцах сети

$$\Sigma h_{ik} = \Sigma S_{ik} q_{ik}^{\beta} = 0. \qquad \text{(VII.2)}$$

Таким образом, задача внутренней увязки сводится к решению системы, включающей n нелинейных (контурных) уравнений вида (VII.2) для n колец сети при одновременном удовлетворении $m-1$ линейных (узловых) уравнений (VII.1) для m узлов сети (для рассматриваемых систем ΣQ_i всегда известна и одно из узловых уравнений превращается в тождество).



Рис. VII.1

Решение такой системы $n+m-1$ уравнений, особенно для многокольцевых сетей, является весьма громоздкой задачей.

В практике расчета кольцевых сетей применяют итерационные методы решения этой задачи, основанные на использовании метода Ньютона.

Неизвестные истинные расходы q_{ik} в участках сети заменяют поправками Δq_{ik} к расходам q_{ik}^0, т. е. предполагаемыми значениями неизвестных, достаточно близкими к истинным. В качестве предполагаемых значений линейных расходов могут быть приняты расходы начального потокораспределения (использованные ранее для определения диаметров), если они назначены с точным соблюдением первого закона Кирхгофа. В противном случае их надо пересчитать. Методы вычислительной техники позволяют поручить эту трудоемкую работу машине, для чего кольцевая сеть должна быть превращена в разветвленную или «дерево».

Таким путем система нелинейных уравнений относительно неизвестных расходов q_{ik} может быть сведена к системе линейных уравнений относительно неизвестных поправок Δq_{ik} к расходам. Получаемая система линейных уравнений решается методами последовательного приближения.

Широкое распространение в практике получил итерационный метод расчета кольцевых сетей, предложенный Лобачевым и Кроссом в 1936 г. Этот метод предусматривает выражение поправок к расходам в участках сети через контурные поправочные расходы Δq_l в отдельных кольцах. Таким образом, в процессе увязки сети автоматически обеспечивается соблюдение первого закона Кирхгофа. Сущность этого метода сводится к следующему. Пусть в некоторой сети (рис. VII.1) после предварительного распределения расходов q_{ik} по ее участкам, определения диаметров и гидравлических сопротивлений вычислены потери напора $h_{ik} = S_{ik} q_{ik}^2$ для всех участков сети (здесь условно принимается квадратичный закон сопротивлений). Истинное распределение расходов характеризуется равенством $\Sigma h_{ik} = 0$ для каждого из колец сети. При этом потерям напора в участках с движением расходов по часовой стрелке (отно-

сительно рассматриваемого кольца) присваивается знак плюс, против часовой стрелки — знак минус.

Допустим, что после первоначального распределения расходов величина Σh_{ik} в отдельных кольцах не равна нулю; предположим, что во всех кольцах их верхние и правые участки (с положительными h_{ik}) оказались перегруженными, а левые и нижние — недогруженными. Тогда алгебраическая сумма потерь напора в кольцах будет равна не нулю, а некоторой величине Δh_I, т. е. $(\Sigma h_{ik})_I = \Delta h_I$.

Для сети, схема которой представлена на рис. VII.1, получим следующую систему уравнений:

$$S_{12}\, q_{12}^2 + S_{25}\, q_{25}^2 - S_{58}\, q_{58}^2 - S_{18}\, q_{18}^2 = \Delta h_{\mathrm{I}};$$

$$S_{23}\, q_{23}^2 + S_{34}\, q_{34}^2 - S_{45}\, q_{45}^2 - S_{25}\, q_{25}^2 = \Delta h_{\mathrm{II}};$$

$$S_{58}\, q_{58}^2 + S_{56}\, q_{56}^2 - S_{67}\, q_{67}^2 - S_{78}\, q_{78}^2 = \Delta h_{\mathrm{III}}.$$

Величина Δh_{I} представляет собой невязку потерь напора в кольце I; эта величина и ее знак характеризуют степень отклонения принятого в кольце распределения расходов от истинного (искомого).

Для снижения невязки необходимо уменьшить расходы на перегруженных ветвях каждого кольца и увеличить их на недогруженных, соблюдая при этом баланс расходов в узлах $\Sigma q_{ik} + Q_i = 0$. Это может быть достигнуто путем переброски некоторых контурных расходов Δq_I по всем кольцам в направлении, обратном знаку невязки. После переброски таких расходов (пока неизвестных) получим следующую систему уравнений:

$$S_{12}\,(q_{12} - \Delta q_{\mathrm{I}})^2 + S_{25}\,(q_{25} - \Delta q_{\mathrm{I}} + \Delta q_{\mathrm{II}})^2 - S_{58}\,(q_{53} + \Delta q_{\mathrm{I}} - \Delta q_{\mathrm{III}})^2 - S_{18}\,(q_{18} + \Delta q_{\mathrm{I}})^2 = 0;$$

$$S_{23}\,(q_{23} - \Delta q_{\mathrm{II}})^2 + S_{34}\,(q_{34} - \Delta q_{\mathrm{II}})^2 - S_{45}\,(q_{45} + \Delta q_{\mathrm{III}})^2 - S_{25}\,(q_{25} - \Delta q_{\mathrm{I}} + \Delta q_{\mathrm{II}})^2 = 0;$$

$$S_{58}\,(q_{58} + \Delta q_{\mathrm{I}} - \Delta q_{\mathrm{III}})^2 + S_{56}\,(q_{56} - \Delta q_{\mathrm{III}})^2 - S_{67}\,(q_{67} + \Delta q_{\mathrm{III}})^2 - S_{78}\,(q_{78} - \Delta q_{\mathrm{III}})^2 = 0.$$

Раскрывая скобки и выполнив некоторые преобразования, получим для первого кольца уравнение

$$[S_{12}\, q_{12}^2 + S_{25} q_{25}^2 - S_{58}\, q_{58}^2 - S_{18}\, q_{18}^2] - 2\,(S_{12}\, q_{12} + S_{25}\, q_{25} + S_{58}\, q_{58} + S_{18}\, q_{18})\,\Delta q_{\mathrm{I}} + 2 S_{25}\, q_{25}\,\Delta q_{\mathrm{II}} + 2 S_{58}\, q_{58}\,\Delta q_{\mathrm{III}} = 0.$$

Первый член этого уравнения, заключенный в квадратные скобки, представляет собой величину невязки в кольце I при первоначально принятых расходах, т. е. Δh_{I}. коэффициент при неизвестном Δq_{I} во втором члене равен $2\,\Sigma Sq$ кольца I; последние два члена представляют собой неизвестные поправочные расходы смежных колец Δq_{II} и Δq_{III} с коэффициентами, равными $2\,Sq$ общих участков кольца I со смежными кольцами.

Приведенные выше уравнения могут быть представлены так:

$$\Delta h_{\mathrm{I}} - 2\Sigma\,(Sq)_{\mathrm{I}}\,\Delta q_{\mathrm{I}} + 2\,(Sq)_{25}\,\Delta q_{\mathrm{II}} + 2\,(Sq)_{58}\,\Delta q_{\mathrm{III}} = 0; \qquad \text{(а)}$$

$$\Delta h_{\mathrm{II}} - 2\Sigma\,(Sq)_{\mathrm{II}}\,\Delta q_{\mathrm{II}} + 2\,(Sq)_{25}\,\Delta q_{\mathrm{I}} = 0; \qquad \text{(б)}$$

$$\Delta h_{\mathrm{III}} - 2\Sigma\,(Sq)_{\mathrm{III}}\,\Delta q_{\mathrm{III}} + 2\,(Sq)_{58}\,\Delta q_{\mathrm{I}} = 0. \qquad \text{(в)}$$

Получаем систему линейных уравнений относительно неизвестных Δq_{I}, Δq_{II} и Δq_{III}. Величины Δh_I — свободные члены, известные после первого распределения расходов.

Эту систему линейных уравнений можно решать любым из существующих способов. Метод Лобачева — Кросса предусматривает предельное упрощение написанной системы уравнений путем исключения из каждого уравнения членов, содержащих Δq_I смежных колец.

Тогда для всех колец получаются однотипные равенства вида $2\Sigma\,(S_{ik}q_{ik})_{\text{I}}\,\Delta q_I = \Delta h_I$. Отсюда вытекает общая формула для приближенного определения искомых неизвестных поправочных расходов:

$$\Delta q_I = \frac{\Delta h_I}{2\Sigma\,(S_{ik}\,q_{ik})_I}\,. \qquad \text{(VII.3)}$$

Использование этой формулы упрощает операцию вычисления Δq_I в каждом приближении, но требует увеличения числа последовательных приближений (итераций) для нахождения значений Δq_I, достаточно близких к истинным (дающим увязку сети).

При работе труб в неквадратичной области для определения поправочных расходов может быть использована та же формула (VII.3) при условии, что в величины S_{ik} участков введены коэффициенты δ, или формула

$$\Delta q_I = \frac{\Delta h_I}{\beta\Sigma S_{ik}\,q_{ik}^{\beta-1}}\,,$$

если потери напора определялись непосредственно по неквадратичной формуле вида $h_{ik} = S_{ik}\,q_{ik}^{\beta}$.

Изложенный метод увязки кольцевых сетей получил широкое распространение в практике проектирования и в настоящее время используется для составления программ расчета сетей на ЭВМ.

Метод Лобачева — Кросса является одним из возможных методов нахождения истинного распределения расходов воды по линиям кольцевой сети, т. е. ее внутренней увязки. По этому методу одновременно вносят поправки во все элементарные кольца сети на каждом шаге итерационного процесса.

Задача увязки сети может быть решена и другими методами последовательного приближения. К ним относятся:

1) решение системы линейных уравнений (а) — (в) без отбрасывания членов, содержащих поправочные расходы смежных колец, т. е. «точное решение»;

2) последовательное введение поправок в то элементарное кольцо, которое в данной итерации имеет невязку наибольшей величины;

3) последовательное введение поправок в одно (любое) из элементарных колец сети с учетом влияния этих поправок на другие кольца на следующем шаге итерационного процесса;

4) выбор и увязка системы расчетных контуров, отличной от системы элементарных колец.

Как известно, увязка кольцевой сети может быть достигнута в результате расчета не только системы всех n элементарных колец, но и системы других n независимых контуров этой системы. В ряде случаев удачный выбор такой системы позволяет значительно ускорить процесс увязки. Контуры эти, разумеется, должны охватывать (в сумме) все участки сети.

Кроме того, увязка сети может быть произведена путем последовательного внесения поправок в отдельные наиболее неувязанные контуры сети, охватывающие группы элементарных колец. Такие контуры (пути) могут быть выявлены уже после определения невязок в кольцах при первоначальном потокораспределении. Проведение требуемых поправочных расходов может производиться как одновременно в нескольких выбранных контурах, так и последовательно путем введения новых поправочных расходов в эти же или любые другие контуры для окончательной увязки сети.

Подобный метод увязки, предложенный М. М. Андриашевым [2,4], получил большое распространение в практике ручного расчета сетей, но требует для успешного применения определенных навыков и опытности расчетчика.

Автор метода рекомендует после первого определения невязок осуществить выбор системы контуров (охватывающих одно или группу элементарных колец), по которым можно провести поправочные расходы для получения значительного снижения невязок в сети. Эти расходы могут проводиться как одновременно по нескольким выбранным контурам, так и последовательно с учетом результатов предыдущих операций. Результаты всех вычислений записывают непосредственно на схемах сети.

После каждого цикла проведения поправочных расходов анализируют полученные результаты (величины и знак невязок), намечают следующую группу контуров увязки и определяют новые поправочные расходы.

Для более успешной и быстрой увязки автор метода рекомендует:

1) объединение смежных колец с невязками одинакового знака в укрупненные контуры, по которым надо проводить поправочные расходы;

2) последовательную увязку колец или группы колец с невязками попеременно то одного, то другого знака — циклами;

3) увязку в каждом цикле кольца или группы колец с невязками наибольшей величины.

Поправочные расходы по выбранному контуру можно определять по формуле вида

$$\Delta q = \frac{\Delta h}{2\Sigma Sq} .$$

Использование этой формулы связано с большим количеством вычислений.

Так как в процессе увязки величина ΣSq по контурам меняется относительно мало, автор метода полагает возможным считать, что поправочные расходы при последовательно проводимых увязках из-

меняются пропорционально величинам невязок. Если принять, что величина ΣSq постоянная, и обозначить поправочный расход пробной увязки через Δq_0, а соответствующее изменение невязки через Δh_0, получим

$$\frac{\Delta q}{\Delta h} = \frac{1}{2\Sigma Sq} = \text{const} = \frac{\Delta q_0}{\Delta h_0},$$

откуда

$$\Delta q = \Delta h \frac{\Delta q_0}{\Delta h_0}. \qquad \text{(VII.4)}$$

В способе пробной увязки определение отношения $\Delta q_0/\Delta h_0$ осуществляется одновременно с уменьшением невязок в кольцах, что является его преимуществом.

Для контуров, имеющих малоразличающиеся длины и диаметры отдельных участков, М. М. Андрияшев предлагает определять поправочные расходы по приближенной формуле

$$\Delta q = \frac{q_{ср}\,\Delta h}{2\Sigma h}, \qquad \text{(VII.5)}$$

где $q_{ср}$ — средний расход для всех входящих в контур участков; Δh — невязки в контуре; Σh — сумма абсолютных величин потерь напора в контуре.

Применение приемов увязки сети, рекомендованных М. М. Андрияшевым, пояснено на примере расчета сети городского водопровода (см. § 29).

В отличие от других упомянутых методов увязки сети, метод М. М. Андрияшева, как уже указывалось, предназначен для проведения расчетов вручную; при этом его применение обеспечивает значительное ускорение процесса увязки сети. Использование этого метода для расчета сетей на ЭВМ затрудняется тем, что основная задача — выбор наивыгоднейшей системы (набора) контуров увязки — решается интуитивно проектировщиком.

В заключение обзора методов внутренней увязки сети необходимо отметить следующее: рассмотренные методы могут быть с одинаковым успехом использованы для расчета сетей на любые расчетные случаи их работы; при одновременном проведении внутренней и внешней увязки методы внутренней увязки сети сохраняются, а для внешней увязки дополнительно устанавливается взаимосвязь между водопитателями и нефиксированными отборами путем введения фиктивных контуров.

§ 23. Алгоритм расчета кольцевой сети с башней в ее начальной точке

Задано: конфигурация сети, расположение точек присоединения к сети водоводов от башни, длины всех линий сети, величины узловых отборов для всех расчетных случаев, пьезометрические отметки во всех узлах сети, требуемые и допустимые (не более, не менее) свободные напоры, график водопотребления по часам расчетных суток, предполагаемые точки пожара, величины отборов воды на пожаротушение.

Расчетные случаи (обязательные):

а) час наибольшего водопотребления в сутки наибольшего водопотребления;

б) тушение пожара в час наибольшего водопотребления;

в) работа системы при выключении отдельных (выбранных) участков магистралей на время ликвидации аварии.

Случай «а» является основным, случаи «б» и «в» — поверочными.

Требуется определить: диаметры и потери напора для всех линий сети, свободные напоры в узлах сети (после увязки сети), высоту водонапорной башни, объем и высоту бака.

Операции:

I — назначают начальное распределение расходов воды по линиям сети для основного расчетного случая с удовлетворением (точным или приближенным) баланса расходов в узлах при заданных величинах узловых отборов и с учетом требований надежности (взаимозаменяемости) магистральных линий;

II — намечают схему распределения коэффициентов x_{ik} (фиктивных расходов) для системы транзитных магистралей;

III — определяют экономический фактор;

IV — вычисляют приведенные расходы q'_{ik} по формуле (IV.6);

V — находят диаметры труб участков сети и водоводов:

а) для транзитных магистралей и других нагруженных линий — по полученным приведенным расходам, т. е. наивыгоднейшие диаметры (с использованием таблиц предельных экономических расходов);

б) для малонагруженных линий и перемычек — по условиям их работы в периоды аварий и по конструктивным соображениям;

VI — определяют по найденным диаметрам d_{ik} и известным длинам l_{ik} принятых для использования труб (по типу и материалу) удельные s_0 и полные $S = s_0 l$ гидравлические сопротивления участков;

VII — производят гидравлическую увязку сети (для основного расчетного случая), т. е. находят истинное распределение расходов воды, подаваемой из башни в сеть, по участкам сети при заданных узловых отборах (при известных гидравлических сопротивлениях). Эту операцию можно проводить вручную, на аналоговой машине или ЭВМ. Ее разбивают на несколько последовательно выполняемых действий (при использовании метода Лобачева — Кросса):

а) определение потерь напора во всех участках сети*:

$$h_{ik} = S_{ik}\, q_{ik}^{\beta} \text{ или } h_{ik} = \delta\, S_{ik}\, q_{ik}^{2};$$

б) определение невязок в кольцах Δh_I, равных алгебраической сумме потерь напора в каждом кольце;

в) определение поправочных расходов во всех кольцах:

$$\Delta q_I = \frac{\Delta h_I}{\beta \Sigma\, (Sq)_I}, \text{ или } \Delta q_I = \frac{\Delta h_I}{2\Sigma\, (\delta S q)_I};$$

---

* Если при первоначальном потокораспределении для определения диаметров расходы в участках вычисляют с приближенным удовлетворением баланса расходов в узлах, то перед началом увязки сети это потокораспределение должно быть уточнено.

г) внесение поправок в первоначально принятые расходы в участках:

$$q_{ik} = q_{ik}^0 \pm \Delta q_I \pm \Delta q_{\text{смеж. кольца}}.$$

Операции «а» — «г» повторяют в указанном порядке до тех пор, пока величины невязок Δh_I во всех кольцах не перестанут превышать допустимую величину. Величины невязок по отдельным кольцам не должны превышать $\pm 0{,}5$ м; по объемлющему контуру сети $\pm 1{,}5$ м;

VIII — определяют пьезометрические отметки Π_i во всех узлах сети (идя от конечных узлов к начальным против движения воды) путем последовательного сложения потерь напора h_{ik} и пьезометрической отметки в предыдущем узле. Значение Π_i для диктующей точки равно $H_{\text{св}} + z_i$. При проведении этой операции проверяют допустимость $H_{\text{св}}$ в сети с учетом величины невязок;

IX — проводят поверочные расчеты сети на случай аварии на отдельных (выбранных) участках магистралей (несколько вариантов при разной удаленности выключаемых для ликвидации аварии участков от точки подачи воды к сети); проверяют достаточность принятых диаметров перемычек для обеспечения требуемых расходов и напоров в сети;

X — проводят поверочный расчет сети на работу во время тушения пожара в час наибольшего водопотребления:

а) выбирают расчетные точки пожара (в соответствии со СНиП) и в них намечают дополнительные фиксированные отборы;

б) проводят гидравлическую увязку сети при уже принятых ранее диаметрах;

в) проверяют достаточность свободных напоров в точках пожара (не менее 10 м);

г) определяют свободные напоры во всех узлах сети, включая узел башни; выясняют возможность работы башни или необходимость ее выключения при тушении пожара;

XI — проводят поверочный расчет водоводов на пропуск воды в часы тушения пожара;

XII — подбирают оборудование насосной станции, необходимое для обеспечения противопожарных нужд.

§ 24. Расчет кольцевой сети с односторонним питанием от башни по методу Лобачева — Кросса на основные расчетные случаи

Рассмотрим использование метода Лобачева — Кросса на примере расчета девятикольцевой водопроводной сети, показанной на рис. VII.2. В табл. VII.1 приведено заданное водопотребление города по часам суток. Поскольку водонапорная башня расположена в начале сети, питание города водой всегда осуществляется с одной стороны и, следовательно, основным расчетным случаем, по которому устанавливаются параметры элементов системы, является час наибольшего водопотребления. Максимальный часовой отбор воды приходится на период 18—19 ч, когда город потребляет 510 л/с, что составляет 5,1% суточного расхода, равного 36 220 м³. Из 510 л/с

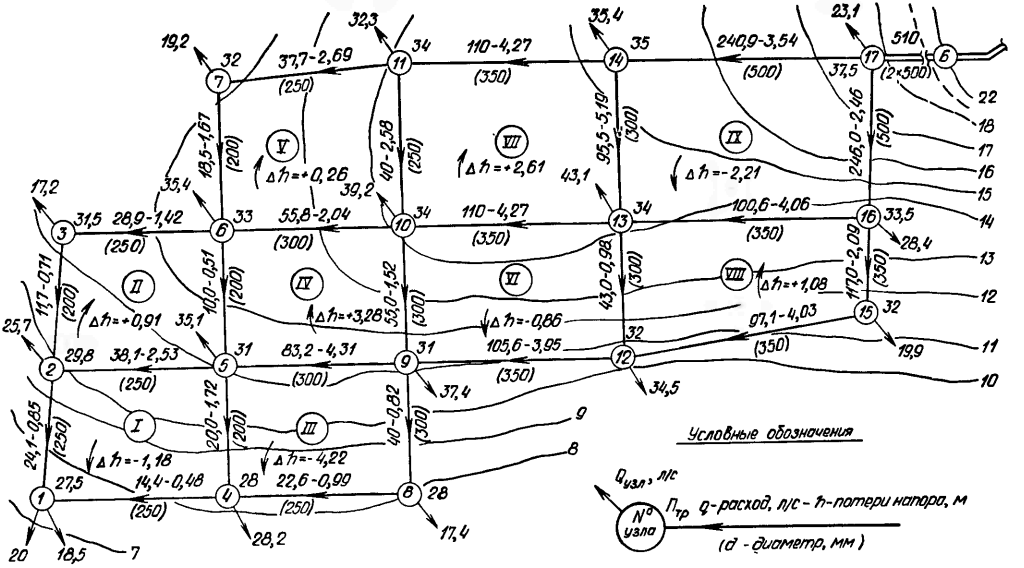

Условные обозначения
$Q_{узл}$, л/с
№ узла
$П_{тр}$ q-расход, л/с - h-потери напора, м
(d - диаметр, мм)

Рис. VII.2

Таблица VII.1

Часы суток	Расход		Часы суток	Расход	
	%	м³/ч		%	м³/ч
0—1	3,4	1236	12—13	4,3	1543
1—2	3,3	1197	13—14	4,2	1533
2—3	3,3	1197	14—15	4,4	1588
3—4	3,3	1197	15—16	4,3	1543
4—5	3,3	1197	16—17	4,4	1588
5—6	3,8	1370	17—18	5,0	1822
6—7	4,1	1496	18—19	5,1	1836
7—8	3,6	1317	19—20	4,6	1669
8—9	4,8	1738	20—21	4,6	1669
9—10	4,6	1669	21—22	4,5	1616
10—11	4,5	1616	22—23	4,2	1533
11—12	4,3	1543	23—24	4,1	1507
				100	$Q_{макс}$ = =36 220

отбирается 20 л/с на нужды промышленного предприятия в виде сосредоточенного расхода в узле *1*. Остальные 490 л/с раздаются сетью города равномерно по ее длине. Зная длину линий, определяют удельный расход (на 1 м длины линий сети):

$$q_{уд}=\frac{q_{макс}}{\Sigma l}=\frac{510-20}{15\,930}=0{,}0308 \text{ л/с},$$

где Σl — суммарная длина линий сети, равная 15 930 м.

Затем вычисляют путевые расходы по формуле $Q_п=q_{уд}l$ (табл. VII.2).

Значения узловых расходов $Q_{узл}$, л/с, равные полусумме расходов в участках, примыкающих к данному узлу, $(\Sigma Q_п)_{узл}$, приведены в табл. VII.3 и на рис. VII.2 (цифры у стрелок в узлах).

Таблица VII.2

Участок	Длина участка l, м	Путевой расход $Q_п$, л/с	Участок	Длина участка l, м	Путевой расход $Q_п$, л/с
1—2	500	15,4	*9—10*	500	15,4
2—3	520	15,9	*10—11*	600	18,5
1—4	700	21,5	*9—12*	800	24,6
2—5	650	20,0	*10—13*	800	24,6
3—6	600	18,5	*11—14*	800	24,6
4—5	480	14,8	*12—13*	500	15,4
5—6	500	15,4	*13—14*	600	18,5
6—7	550	16,9	*12—15*	950	29,1
4—8	650	20,0	*13—16*	900	27,7
5—9	650	20,0	*14—17*	900	27,7
6—10	650	20,0	*15—16*	350	10,7
7—11	700	21,5	*16—17*	600	18,5
8—9	480	14,8		Σl=15 930	$\Sigma Q_п$=490

Таблица VII.3

№ узла	Примыкающие участки	$(\Sigma Q_п)_{увл}$	$Q_{увл}$
		л/с	
1	1—2; 1—4	36,9	18,5
2	1—2; 2—5; 2—3	51,3	25,7
3	2—3; 3—6	34,4	17,2
4	1—4; 4—5; 4—8	56,3	28,2
5	2—5; 4—5; 5—6; 5—9	70,2	35,1
6	3—6; 5—6; 6—7; 6—10	70,8	35,4
7	6—7; 7—11	38,4	19,2
8	4—8; 8—9	34,8	17,4
9	8—9; 5—9; 9—10; 9—12	74,8	37,4
10	9—10; 6—10; 10—13; 10—11	78,5	39,2
11	7—11; 11—14; 10—11	64,6	32,3
12	9—12; 12—13; 12—15	69,1	34,5
13	12—13; 10—13; 13—16; 13—14	86,2	43,1
14	13—14; 11—14; 14—17	70,8	35,4
15	12—15; 15—16	39,8	19,9
16	15—16; 13—16; 16—17	56,9	28,4
17	14—17; 16—17	46,2	23,1
	Итого	980	490

После определения узловых расходов намечают предварительное распределение расходов воды по линиям сети. Его намечают из условия возможной взаимозаменяемости линий сети при авариях на некоторых из них. При распределении расходов соблюдают первый закон Кирхгофа, т. е. баланс расходов в узлах. Намеченные расходы по линиям (в л/с) и их направление указаны на рис. VII.2 (цифры около участков).

Предполагается, что сеть города и водоводы будут выполнены из чугунных труб. Условия строительства и эксплуатации характеризуются экономическим фактором $Э = 0{,}47$.

При выборе диаметров необходимо определить приведенные расходы, для чего нужно знать распределение фиктивных расходов x. Это распределение выполнено по методике приближенного технико-экономического расчета. Поскольку все линии рассматриваемой сети в той или иной мере участвуют в транспортировании потоков воды, их не разделяют на транзитные магистрали и перемычки.

Распределение фиктивных расходов проведено с учетом соблюдения в узлах первого закона Кирхгофа. Требуемые пьезометрические отметки $П_i$, определенные как сумма соответствующих значений отметки поверхности земли z_i и свободного напора $H_{св}$, м, указаны на рис. VII.2 около узлов. Требуемый свободный напор $H_{св}$ во всех узлах сети принят равным 20 м. Принятое распределение фиктивных расходов по линиям сети с использованием сечений $I — I$... $VI — VI$ приведено на рис. VII.3. Зная величины и предварительное распределение расходов воды по линиям, вычисляют приведенные расходы по формуле (IV.6) и затем по таблице предельных экономических расходов находят диаметры линий. Назначенные диаметры

указаны на рис. VII.2. На этом заканчивается подготовка сети к гидравлической увязке.

Все данные расчетов при увязке сети по методу В. Г. Лобачева приводят в порядке, указанном в табл. VII. 4.

В графах 4 и 5 табл. VII.4 приведены расходы в участках по данным предварительного распределения и выбранные для них диаметры труб.

Скорости движения воды в трубах, соответствующие расходам, указанным в графе 4, приведены в графе 6. Их устанавливают по таблицам Ф. А. Шевелева [7].

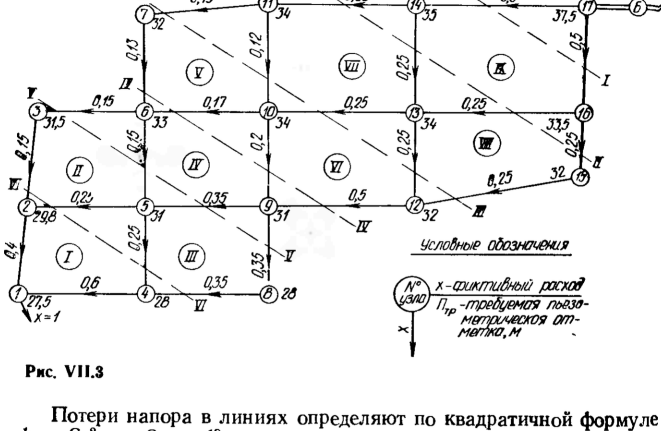


Рис. VII.3

Потери напора в линиях определяют по квадратичной формуле $h = Sq^2$, где $S = s_0 l\delta$ — гидравлическое сопротивление линий. Значения поправочных коэффициентов δ, принятые по табл. 4 прил. II занесены в графу 7 табл. VII.4. В графе 8 записаны значения гидравлических сопротивлений расчетных участков $S = s_0 l\delta$. Величины удельных сопротивлений s_0 приняты по табл. 1 прил. II. Следует отметить, что если табличные значения s_0 даны для расходов, выраженных в м³/с, а расходы по линиям сети при расчете выражаются в л/с, полученные значения s_0 умножают на 10^{-6}. При дальнейшем расчете принимают, что значения сопротивлений S остаются неизменными.

Как уже указывалось, при квадратичной зависимости потерь напора от расхода поправочный расход определяют по формуле $\Delta q = \Delta h/(2\Sigma Sq)$. Для удобства определения величины Δq в табл. VII.4 введены графы Sq (9) и $h = Sq^2$ (10). Условно принимается, что потери напора в линиях кольца, где движение воды происходит по часовой стрелке, положительны, а против часовой стрелки — отрицательны. Потери напора h записываются в графе 10 с соответствующим знаком.

Таблица VII.4

№ кольца	Участок	l, м	Предварительное распределение расходов							I исправление			
			q, л/с	d, мм	v, м/с	δ	$S=s_0 l\delta$	Sq	$h=Sq^2$, м	Δq	q	Sq	h, м
										л/с			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I	1—2	500	24,1	250	0,48	1,16	0,00147	0,0354	−0,85	−2,7	21,4	0,0315	−0,67
	1—4	700	14,4	250	0,28	1,3	0,0023	0,0331	+0,48	+2,7	17,1	0,0393	+0,67
	2—5	650	38,1	250	0,76	1,06	0,00174	0,0663	−2,53	−2,7−2	33,4	0,0581	−1,94
	4—5	480	20	200	0,62	1,11	0,00431	0,0862	+1,72	+2,7−10,4	12,3	0,053	+0,65
								$\Sigma Sq=0,221$	$\Delta h=-1,18$			$\Sigma Sq=0,1819$	$\Delta h=-1,29$
								$\Delta q=-\frac{-1,18}{2\cdot 0,221}=+2,7$				$\Delta q=-\frac{-1,29}{2\cdot 0,1819}=+3,5$	
II	2—3	520	11,7	200	0,36	1,24	0,00522	0,0611	−0,71	+2	13,7	0,0715	−0,98
	2—5	650	38,1	250	0,76	1,06	0,00174	0,0663	+2,53	−2−2,7	33,4	0,0581	+1,94
	3—6	600	28,9	250	0,58	1,12	0,0017	0,0491	−1,42	+2	30,9	0,0525	−1,62
	5—6	500	10	200	0,31	1,27	0,00514	0,0514	+0,51	−2+9,8	17,8	0,0915	+1,63
								$\Sigma Sq=0,2279$	$\Delta h=+0,91$			$\Sigma Sq=0,2736$	$\Delta h=+0,97$
								$\Delta q=-\frac{+0,91}{2\cdot 0,2279}=-2$				$\Delta q=-\frac{+0,97}{2\cdot 0,2736}=-1,8$	
III	4—5	480	20	200	0,62	1,11	0,00431	0,0862	−4,72	−10,4+2,7	12,3	0,0530	−0,65
	4—8	650	22,6	250	0,45	0,175	0,00193	0,0436	+0,99	+10,4	33	0,0637	+2,10
	5—9	650	83,2	300	1,14	1,01	0,000623	0,0518	−4,31	−10,4−9,8	63	0,0392	−2,47
	8—9	480	40	300	0,55	1,13	0,000514	0,0206	+0,82	+10,4	50,4	0,0259	+1,31
								$\Sigma Sq=0,2022$	$\Delta h=-4,22$			$\Sigma Sq=0,1818$	$\Delta h=+0,29$
								$\Delta q=-\frac{-4,22}{2\cdot 0,2022}=+10,4$				$\Delta q=-\frac{+0,29}{2\cdot 0,1818}=-0,8$	

Продолжение табл. VII.4

№ кольца	Участок	II исправление				III исправление				IV исправление			Поправка на изменение скорости		
		Δq	q	Sq	h, м	Δq	q	Sq	h, м	Δq	q	h, м	v	δ′	h, м
		л/с				л/с				л/с					
1	2	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
I	1—2	−3,5	17,9	0,0263	−0,47	+0,8	18,7	0,0275	−0,51	−1	17,7	−0,46	0,36	1,23	−0,49
	1—4	+3,5	20,6	0,0474	+0,98	−0,8	19,8	0,0455	+0,90	+1	20,8	+1,00	0,42	1,18	+0,91
	2—5	−3,5−1,8	28,1	0,0489	−1,37	+0,8+1,6	30,5	0,0531	−1,62	−1−0,9	28,6	−1,42	0,57	1,12	−1,50
	4—5	+3,5+0,8	16,6	0,0715	+1,19	−0,8−1,7	14,1	0,0608	+0,86	+1+0,7	15,8	+1,08	0,49	1,15	+1,11
				$\Sigma Sq=$ =0,1941	$\Delta h=$ =+0,33			$\Sigma Sq=$ =0,1869	$\Delta h=$ =−0,37			$\Delta h=+0,2$			$\Delta h=$ =+0,03
				$\Delta q=-\frac{+0,33}{2\cdot0,1941}=$ =−0,8				$\Delta q=-\frac{-0,37}{2\cdot0,1869}=$ =+1							
II	2—3	+1,8	15,5	0,0809	−1,25	−1,6	13,9	0,0726	−1,01	+0,9	14,8	−1,14	0,46	1,16	−1,07
	2—5	−1,8−3,5	28,1	0,0489	+1,37	+1,6+0,8	30,5	0,0531	+1,62	−0,9−1	28,6	+1,42	0,57	1,12	+1,50
	3—6	+1,8	32,7	0,0556	−1,82	−1,6	31,1	0,0529	−1,64	+0,9	32	−1,74	0,64	1,1	−1,71
	5—6	−1,8−2,7	13,3	0,0684	+0,91	+1,6+2,2	17,1	0,0879	+1,50	−0,9−1,6	14,6	+1,10	0,45	1,175	+1,02
				$\Sigma Sq=$ =0,2538	$\Delta h=$ =−0,79			$\Sigma Sq=$ =0,2665	$\Delta h=$ =+0,47			$\Delta h=$ =−0,36			$\Delta h=$ =−0,26
				$\Delta q=-\frac{-0,79}{2\cdot0,2538}=$ =+1,6				$\Delta q=-\frac{+0,47}{2\cdot0,2665}=$ =−0,9							
III	4—5	+0,8+3,5	16,6	0,0715	−1,19	−1,7−0,8	14,1	0,0608	−0,86	+0,7+1	15,8	−1,08	0,49	1,15	−1,11
	4—8	−0,8	32,2	0,0621	+2,00	+1,7	33,9	0,0654	+2,22	−0,7	33,2	+2,13	0,66	1,09	+2,00
	5—9	+0,8+2,7	66,5	0,0414	−2,76	−1,7−2,2	62,6	0,039	−2,44	+0,7+1,6	64,9	−2,62	0,89	1,045	−2,67
	8—9	−0,8	49,6	0,0255	+1,26	+1,7	51,3	0,0264	+1,35	−0,7	50,6	+1,32	0,7	1,085	+1,28
				$\Sigma Sq=$ =0,2005	$\Delta h=$ =−0,69			$\Sigma Sq=$ =0,1916	$\Delta h=$ =+0,27			$\Delta h=$ =−0,25			$\Delta h=$ =−0,50
				$\Delta q=-\frac{-0,69}{2\cdot0,2005}=$ =+1,7				$\Delta q=-\frac{+0,27}{2\cdot0,1916}=$ =−0,7							

Продолжение табл. VII.4

№ кольца	Участок	l, м	Предварительное распределение расходов							I исправление			
			q, л/с	d, мм	v, м/с	δ	$S=s_p l\delta$	Sq	$h=Sq^2$, м	Δq	q	Sq	h, м
										л/с			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
IV	*5—6*	500	10	200	0,31	1,27	0,00514	0,0514	−0,51	+9,8−2	17,8	0,0915	−1,63
	6—9	650	83,2	300	1,14	1,01	0,000623	0,0518	+4,31	−9,8−10,4	63	0,0392	+2,47
	6—10	650	55,8	300	0,77	1,06	0,000654	0,0365	−2,04	+9,8−0,5	65,1	0,0426	−2,77
	9—10	500	55	300	0,76	1,06	0,000503	0,0277	+1,52	−9,8−3,4	41,8	0,021	+0,88
								$\Sigma Sq=0,1674$	$\Delta h=+3,28$			$\Sigma Sq=0,1943$	$\Delta h=-1,05$
								$\Delta q=-\frac{+3,28}{2\cdot 0,1674}=-9,8$				$\Delta q=-\frac{-1,05}{2\cdot 0,1943}=+2,7$	
V	*6—7*	550	18,5	200	0,57	1,12	0,00489	0,0905	−1,67	+0,5	19	0,0929	−1,77
	6—10	650	55,8	300	0,77	1,06	0,000654	0,0365	+2,04	−0,5+9,8	65,1	0,0426	+2,77
	7—11	700	37,7	250	0,75	1,07	0,00189	0,0713	−2,69	+0,5	38,2	0,0722	−2,76
	10—11	600	40	250	0,8	1,06	0,00161	0,0644	+2,58	−0,5+6,7	46,2	0,0744	+3,44
								$\Sigma Sq=0,2627$	$\Delta h=+0,26$			$\Sigma Sq=0,2821$	$\Delta h=+1,68$
								$\Delta q=-\frac{+0,26}{2\cdot 0,2627}=-0,5$				$\Delta q=-\frac{+1,68}{2\cdot 0,2821}=-3$	
VI	*9—10*	500	55	300	0,76	1,06	0,000503	0,0277	−1,52	−3,4−9,8	41,8	0,021	−0,88
	9—12	800	105,6	350	1,09	1,015	0,000354	0,0374	+3,95	+3,4	109	0,0386	+4,21
	10—13	800	110	350	1,13	1,01	0,000353	0,0388	−4,27	−3,4−6,7	99,9	0,0353	−3,52
	12—13	500	43	300	0,59	1,115	0,000529	0,0227	+0,98	+3,4+4,4	50,8	0,0269	+1,37
								$\Sigma Sq=0,1266$	$\Delta h=-0,86$			$\Sigma Sq=0,1218$	$\Delta h=+1,18$
								$\Delta q=-\frac{-0,86}{2\cdot 0,1266}=+3,4$				$\Delta q=-\frac{+1,18}{2\cdot 0,1218}=-4,8$	

№ кол.	Участок	II исправление				III исправление				IV исправление			Поправка на изменение скорости		
		Δq	q	Sq	h, м	Δq	q	Sq	h, м	Δq	q	h, м	v	δ′	h, м
		л/с				л/с				л/с					
1	2	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
IV	5—6	−2,7−1,8	13,3	0,0684	−0,91	+2,2+1,6	17,1	0,0879	−1,50	−1,6−0,9	14,6	−1,10	0,45	1,175	−1,02
	6—9	+2,7+0,8	66,5	0,0414	+2,76	−2,2−1,7	62,6	0,039	+2,44	+1,6+0,7	64,9	+2,62	0,89	1,045	+2,67
	6—10	−2,7−3	59,4	0,0388	−2,31	+2,2+1,1	62,7	0,041	−2,57	−1,6−1	60,1	−2,36	0,82	1,06	−2,36
	9—10	+2,7+4,8	49,3	0,0248	+1,22	−2,2−2,2	44,9	0,0226	+1,01	+1,6+1,9	48,4	+1,18	0,66	1,09	+1,21
				$\Sigma Sq=$ =0,1734	$\Delta h=$ =+0,76			$\Sigma Sq=$ =0,1905	$\Delta h=$ =−0,62			$\Delta h=$ =+0,34			$\Delta h=$ =+0,50
				$\Delta q=-\frac{+0,76}{2\cdot0,1734}=$ =−2,2				$\Delta q=-\frac{-0,62}{2\cdot0,1905}=$ =+1,6							
V	6—7	+3	22	0,1076	−2,37	−1,1	20,9	0,1022	−2,14	+1	21,9	−2,35	0,68	1,08	−2,26
	6—10	−3−2,7	59,4	0,0388	+2,31	+1,1+2,2	62,7	0,041	+2,57	−1−1,6	60,1	+2,36	0,82	1,06	+2,36
	7—11	+3	41,2	0,0779	−3,21	−1,1	40,1	0,0758	−3,04	+1	41,1	−3,19	0,82	1,06	−3,16
	10—11	−3−2,9	40,3	0,0649	+2,61	+1,1+3,1	44,5	0,0716	+3,19	−1−1,5	42	+2,84	0,84	1,06	+2,84
				$\Sigma Sq=$ =0,2892	$\Delta h=$ =−0,66			$\Sigma Sq=$ =0,2906	$\Delta h=$ =+0,58			$\Delta h=$ =−0,34			$\Delta h=$ =−0,22
				$\Delta q=-\frac{-0,66}{2\cdot0,2892}=$ =+1,1				$\Delta q=-\frac{+0,58}{2\cdot0,2906}=$ =−1							
VI	9—10	+4,8+2,7	49,3	0,0248	−1,22	−2,2−2,2	44,9	0,0226	−1,01	+1,9+1,6	48,4	−1,18	0,66	1,09	−1,21
	9—12	−4,8	104,2	0,0369	+3,84	+2,2	106,4	0,0377	+4,01	−1,9	104,5	+3,87	1,07	1,02	+3,87
	10—13	+4,8+2,9	107,6	0,038	−4,09	−2,2−3,1	102,3	0,0361	−3,69	+1,9+1,5	105,7	−3,94	1,09	1,015	−3,94
	12—13	−4,8−3,9	42,1	0,0223	+0,94	+2,2+2,5	46,8	0,0248	+1,16	−1,9−1,4	43,5	+1,00	0,59	1,115	+1,00
				$\Sigma Sq=$ =0,122	$\Delta h=$ =−0,53			$\Sigma Sq=$ =0,1212	$\Delta h=$ =+0,47			$\Delta h=$ =−0,25			$\Delta h=$ =−0,28
				$\Delta q=-\frac{-0,53}{2\cdot0,122}=$ =+2,2				$\Delta q=-\frac{+0,47}{2\cdot0,1212}=$ =−1,9							

Продолжение табл. VII.4

№ кольца	Участок	м	Предварительное распределение расходов							I исправление			
			q, л/с	d, мм	v, м/с	δ	$S=s_0 l\delta$	Sq	$h=Sq^2$, м	Δq	q	Sq	h, м
										л/с			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
VII	10—11	600	40	250	0,8	1,06	0,00161	0,0644	−2,58	+6,7−0,5	46 2	0,0744	−3,44
	10—13	800	110	350	1,13	1,01	0,000353	0,0388	+4,27	−6,7−3,4	99,9	0,0353	+3,52
	11—14	800	110	350	1,13	1,01	0,000353	0,0388	−4,27	+6,7	116,7	0,0412	−4,81
	13—14	600	95,5	300	1,31	1	0,000569	0,0543	+5,19	−6,7−9,3	79,5	0,0452	+3,60
								$\Sigma Sq=0,1963$	$\Delta h=+2,61$			$\Sigma Sq=0,1961$	$\Delta h=-1,13$
								$\Delta q=-\frac{+2,61}{2\cdot 0,1963}=-6,7$				$\Delta q=-\frac{-1,13}{2\cdot 0,1961}=+2,9$	
VIII	12—13	500	43	300	0,59	1,115	0,000529	0,0227	−0,98	+4,4+3,4	50,8	0,0269	−1,37
	12—15	950	97,1	350	0,99	1,03	0,000427	0,0415	+4,03	−4,4	92,7	0,0396	+3,67
	13—16	900	100,6	350	1,04	1,02	0,000401	0,0403	−4,06	+4,4+9,3	114,3	0,0458	−5,24
	15—16	350	117	350	1,2	1	0,000153	0,0179	+2,09	−4,4	112,6	0,0172	+1,94
								$\Sigma Sq=0,1224$	$\Delta h=+1,08$			$\Sigma Sq=0,1295$	$\Delta h=-1,00$
								$\Delta q=-\frac{+1,08}{2\cdot 0,1224}=-4,4$				$\Delta q=-\frac{-1}{2\cdot 0,1295}=+3,9$	
IX	13—14	600	95,5	300	1,31	1	0,000569	0,0543	−5,19	−9,3−6,7	79,5	0,0452	−3,6
	13—16	900	100,6	350	1,04	1,02	0,000401	0,0403	+4,06	+9,3+4,4	114,3	0,0459	+5,24
	14—17	900	240,9	500	1,22	1	0,000061	0,0147	−3,54	−9,3	231,6	0,0141	−3,27
	16—17	600	246	500	1,25	1	0,0000407	0,01	+2,46	+9,3	255,3	0,0104	+2,65
								$\Sigma Sq=0,1193$	$\Delta h=-2,21$			$\Sigma Sq=0,1156$	$\Delta h=+1,02$
								$\Delta q=-\frac{-2,21}{2\cdot 0,1193}=+9,3$				$\Delta q=-\frac{+1,02}{2\cdot 0,1156}=-4,4$	

№ кольца	Участок	II исправление				III исправление				IV исправление			Поправка на изменение скорости		
		Δq	q	Sq	h, м	Δq	q	Sq	h, м	Δq	q	h, м	v	δ′	h, м
		л/с				л/с				л/с					
1	2	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
VII	10—11	−2,9−3	40,3	0,0649	−2,61	+3,1+1,1	4,5	0,0716	−3,19	−1,5−1	42	−2,84	0,84	1,06	−2,84
	10—13	+2,9+4,8	107,6	0,038	+4,09	−3,1−2,2	02 3	0,0361	+3,69	+1,5+1,9	105,7	+3,94	1,09	1,015	+3,94
	11—14	−2,9	113,8	0,0402	−4,57	+3,1	116,9	0,0413	−4,82	−1,5	115,4	−4,70	1,18	1	−4,70
	13—14	+2,9+4,4	86,8	0,0494	+4,29	−3,1−2,7	81	0,046	+3,73	+1,5+2,3	84,8	+4,09	1,17	1	+4,09
				ΣSq= =0,1925	Δh= =+1,20			ΣSq= =0,195	Δh= =−0,59			Δh= =+0,49			Δh= =+0,49
				Δq= −−1,2 / 2·0,1925 = =−3,1				Δq= −−0,59 / 2·0,195 = =+1,5							
VIII	12—13	−3,9−4,8	42,1	0,0223	−0,94	+2,5+2,2	46,8	0,0246	−1,16	−1,4−1,9	43,5	−1,00	0,59	1,115	−1,00
	12—15	+3,9	96,6	0,0412	+3,98	−2,5	94,1	0,0402	+3,78	+1,4	95,5	+3,89	0,98	1,03	+3,89
	13—15	−3,9−4,4	106	0,0425	−4,51	+2,5+2,7	111,2	0,0446	−4,96	−1,4−2,3	107,5	−4,63	1,1	1,05	−4,63
	15—16	+3,9	116,5	0,0178	+2,08	−2,5	114	0,0174	+1,99	+1,4	115,4	+2,04	1,18	1	+2,04
				ΣSq= =0,1238	Δh= =+0,61			ΣSq= =0,1268	Δh= =−0,35			Δh= =+0,30			Δh= =+0,30
				Δq= −−0,61 / 2·0,1238 = =−2,5				Δq= −−0,35 / 2·0,1268 = =+1,4							
IX	13—14	+4,4+2,9	86,8	0,0494	−4,29	−2,7−3,1	81	0,0461	−3,73	+2,3+1,5	84,8	−4,09	1,17	1	−4,09
	13—16	−4,4−3,9	106	0,0425	+4,51	+2,7+2,5	111,2	0,0446	+4,96	−2,3−1,4	107,5	+4,63	1,1	1,015	+4,63
	14—17	+4,4	236	0,0144	−3,40	−2,7	233,3	0,0142	−3,32	+2,3	235,6	−3,39	1,2	1	−3,39
	16—17	−4,4	250,9	0,0102	+2,56	+2,7	253,6	0,0103	+2,62	−2,3	251,3	+2,57	1,27	1	+2,57
				ΣSq= =0,1165	Δh= =−0,62			ΣSq= =0,1152	Δh= =+0,53			Δh= =−0,28			Δh= =−0,28
				Δq= −−0,62 / 2·0,1165 = =+2,7				Δq= −−0,53 / 2·0,1152 = =−2,3							

После определения потерь напора по данным предварительного распределения расходов вычисляют невязку Δh во всех контурах. Для этого необходимо найти для каждого кольца алгебраическую сумму потерь напора, т. е. невязку в кольце. Потери напора и невязки в кольцах, соответствующие предварительному распределению расходов, приведены на рис. VII.2. Как видно из табл. VII.4 и рис. VII.2, полученные невязки значительны. Это приводит к необходимости вычисления для каждого кольца поправочных расходов Δq, для чего следует найти величины ΣSq для всех колец. Поскольку поправочный расход Δq пропускается по кольцу в направлении, противоположном знаку невязки Δh, знаки у Δh и Δq будут различными. Например, в кольце *I* по данным предварительного распределения расходов получена невязка 1,18 м со знаком минус, а поправочный расход 2,7 л/с имеет знак плюс. Пропуск этого расхода по кольцу в направлении, противоположном знаку невязки, уменьшает расчетные расходы в линиях с движением воды против часовой стрелки (линии *1—2*, *2—5*) и увеличивает расходы в линиях с движением воды по часовой стрелке (линии *1—4*, *4—5*). Тем самым потери напора в линиях с отрицательным направлением движения уменьшаются, а с положительным увеличиваются. Поправочные расходы записывают в графе 11, а новые значения q, полученные путем алгебраического сложения соответствующих значений q и Δq из граф 4 и 11, заносят в графу 12.

Для общей линии двух смежных колец исправленный расчетный расход определяют с учетом поправок Δq для каждого из них. Примером может служить линия *2—5*. В графе 11 для этой линии записано два значения Δq: одно для кольца *I* (—2,7 л/с), другое для кольца *II* (—2 л/с).

После введения поправок к расходам в участках сети каждого из колец вновь определяют величину Δh. Если невязка будет оставаться больше допустимой, то снова вычисляют значения Δq и процесс увязки продолжают до получения требуемой точности. Как видно из результатов расчета (см. табл. VII.4), после четвертого исправления невязки во всех кольцах сети не превышают допустимых.

Так как предполагалось, что значения сопротивлений S в процессе расчета остаются постоянными, то после окончания увязки при необходимости в расчетные потери напора $h=Sq^2$ вводят поправки на происшедшее некоторое перераспределение расходов воды. С учетом этой поправки потери напора определяют по формуле

$$h = Sq^2\delta'/\delta,$$

где δ' — соответствующийокончательному распределенню расходов поправочный коэффициент на неквадратичность зависимости потерь напора от расхода (скорости); δ — поправочный коэффициент, приведенный в графе 7 табл. VII.4.

Скорости, соответствующие окончательному распределению расходов, поправочные коэффициенты δ' и уточненные потери напора приведены в графах 26—28 табл. VII.4. Как видно из данных графы 28, внесение поправок не привело к значительному изменению не-

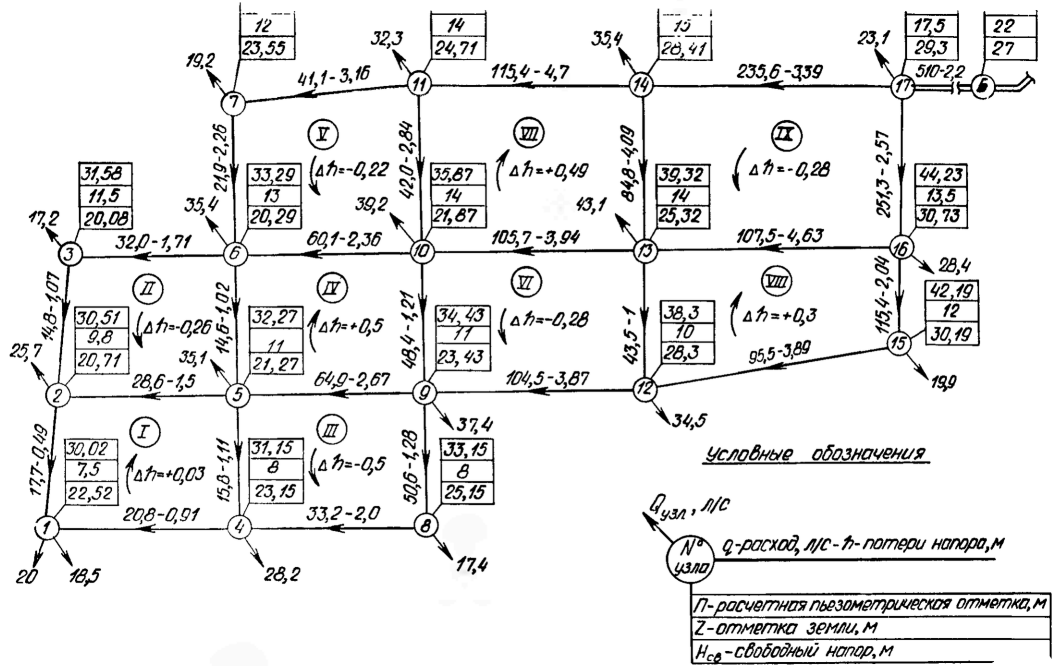

12
23,55
14
24,71
15
28,41
17,5
29,3
22
27
19,2
32,3
35,4
23,1
41,1 - 3,16
115,4 - 4,7
235,6 - 3,39
510-22
Б
7
11
14
17
21,9 - 2,26
42,0 - 2,84
84,8 - 4,09
251,3 - 2,57
V
VII
IX
31,58
11,5
20,08
33,29
13
20,29
35,87
14
21,87
39,32
14
25,32
44,23
13,5
30,73
Δh=-0,22
Δh=+0,49
Δh=-0,28
17,2
35,4
39,2
43,1
3
6
10
13
16
32,0 - 1,71
60,1 - 2,36
105,7 - 3,94
107,5 - 4,63
28,4
14,8 - 1,07
14,6 - 1,02
49,4 - 1,21
113,4 - 2,04
II
IV
VI
VIII
30,51
9,8
20,71
32,27
11
21,27
34,43
11
23,43
38,3
10
28,3
42,19
12
30,19
Δh=-0,26
Δh=+0,5
Δh=-0,28
Δh=+0,3
25,7
35,1
43,5 - 1
95,5 - 3,89
15
2
5
9
12
28,6 - 1,5
64,9 - 2,67
104,5 - 3,87
19,9
34,5
17,7 - 0,49
15,8 - 1,11
50,6 - 1,28
37,4
I
III
30,02
7,5
22,52
31,15
8
23,15
33,15
8
25,15
Δh=+0,03
Δh=-0,5
20,8 - 0,91
33,2 - 2,0
1
4
8
20
18,5
28,2
17,4
Условные обозначения
Q узл, л/с
N° узла
q-расход, л/с - h-потери напора, м
П-расчетная пьезометрическая отметка, м
Z-отметка земли, м
Hсв-свободный напор, м

Рис. VII.4

азок — во всех контурах величины Δh не превышают допустимого значения. Невязка по внешнему контуру равна 0,4 м. Окончательные результаты расчета представлены на рис. VII.4.

Пьезометрические отметки, указанные на этом рисунке, найдены путем суммирования потерь напора (с учетом их знака) с пьезометрической отметкой, соответствующей дну бака (49 м). Так как в каждом контуре есть невязка, то пьезометрическая отметка в любом узле, вычисленная по разным направлениям, будет иметь различные значения. Однако поскольку невязки незначительны, это различие мало практического значения не имеет.

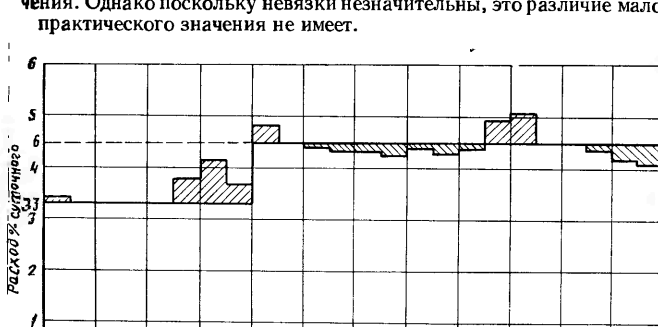


Рис. VII.5

Используя результаты расчетов на час наибольшего водопотребления, можно определить параметры башни и характеристики насосного оборудования.

Высота водонапорной башни определяется по выражению:

$$H_б = H_{св} + \Sigma h - (z_б - z).$$

Башня соединена с сетью двумя водоводами $l = 500$ м и расположена на отметке $z_б = 22$ м. В час наибольшего водопотребления по каждому из водоводов в город подается $510/2 = 255$ л/с. Этому расходу (при $Э = 0{,}47$) соответствует экономически наивыгоднейший диаметр 500 мм. Потери напора в указанных водоводах определены по таблицам Ф. А. Шевелева [7] и равны $il = (4{,}4/1000)\,500 = 2{,}2$ м.

После подстановки в выражение, определяющее высоту водонапорной башни $H_б$, соответствующих значений h, z и $H_{св}$ для различных узловых точек, установлено, что диктующим является узел 3. Свободный напор в этом узле будет обеспечен, если

$$H_б = 20 + 17{,}4 - (22 - 11{,}5) = 26{,}9 \approx 27 \text{ м},$$

где 20 — требуемый свободный напор $H_{св}$, м; 17,4 — потери напора Σh, м, от точки *3* до точки *Б* (см. рис. VII.4); 22 — отметка поверхности земли в месте расположения башни $z_б$, м; 11,5 — отметка поверхности земли z, м, в диктующей точке *3*.

Таблица VII.5

Часы суток	Расход воды городом	Подача насосами	Поступление в бак	Расход из бака	Остаток в баке	Часы суток	Расход воды городом	Подача насосами	Поступление в бак	Расход из бака	Остаток в баке
	% $Q_{сут}$		%				% $Q_{сут}$		%		
0—1	3,4	3,3	—	0,1	1,8	12—13	4,3	4,6	0,3	—	0,7
1—2	3,3	3,3	0	0	1,8	13—14	4,2	4,6	0,4	—	1,1
2—3	3,3	3,3	0	0	1,8	14—15	4,4	4,6	0,2	—	1,3
3—4	3,3	3,3	0	0	1,8	15—16	4,3	4,6	0,3	—	1,6
4—5	3,3	3,3	0	0	1,8	16—17	4,4	4,6	0,2	—	1,8
5—6	3,8	3,3	—	0,5	1,3	17—18	5,0	4,6	—	0,4	1,4
6—7	4,1	3,3	—	0,8	0,5	18—19	5,1	4,6	—	0,5	0,9
7—8	3,6	3,3	—	0,3	0,2	19—20	4,6	4,6	0	0	0,9
8—9	4,8	4,6	—	0,2	0	20—21	4,6	4,6	0	0	0,9
9—10	4,6	4,6	0	0	0	21—22	4,5	4,6	0,1	—	1
10—11	4,5	4,6	0,1	—	0,1	22—23	4,2	4,6	0,4	—	1,4
11—12	4,3	4,6	0,3	—	0,4	23—24	4,1	4,6	0,5	—	1,9
						Итого	100	100	2,8	2,8	—

Найденная высота водонапорной башни ($H_б = 27$ м) соответствует отметке дна бака. Для нахождения требуемого объема регулирующей емкости (бака башни) помимо графика водопотребления города по часам суток необходимо знать режим работы насосов. Предварительно был принят следующий график их работы (рис. VII.5): от 0 до 8 ч подача насосами 3,3% суточного расхода; от 8 до 24 ч — 4,6%.

Объем бака найден по данным табл. VII.5. Из этой таблицы видно, что объем бака башни составляет 1,9% суточного расхода города, т. е. 36 220·0,019 = 690 м³. Если задаться отношением высоты бака к его диаметру равным 0,5, то высота бака будет 6 м и его диаметр 12,07 м.

§ 25. Расчет системы «насосы — водоводы — башня»

Подбор насосов. Зная параметры водонапорной башни, можно определить требуемый напор насосов. Насосная станция забирает воду из резервуара чистой воды с отметкой уровня $z_{ст} = 9$ м и подает ее в водонапорную башню по двум чугунным водоводам длиной 1600 м каждый. В соответствии с принятым графиком режима работы насосной станции (см. рис. VII.5) в час наибольшего водопотребления насосы подают 4,6 % суточного расхода, что составляет 1669 м³/ч, или 463,6 л/с. По каждому из водоводов подается 463,6/ /2 = 231,8 л/с. Этому расходу при $Э = 0,47$ соответствует диаметр 500 мм. По таблицам Ф. А. Шевелева [7] можно установить, что при указанном расходе потери напора в водоводах $h_в = (3,67/1000) \times$ $\times 1600 = 5,87$ м.

Требуемый напор насосов $H_н = (z_б - z_{ст}) + (H_б + h_б) + h_в$. При пустом баке $h_б = 0$ и $H_н = (22—9) + (27+0)+5,87 = 45,87 \approx$

$\approx$ 46 м; при полном баке $h_б = 6$ м и $H_н = (22 - 9) + (27+6) + 5{,}87 \approx 52$ м.

Таким образом, насосные агрегаты должны обеспечивать напор в пределах 46 — 52 м, а также подачу в количествах 463 л/с (4,6% суточного расхода) в период от 8 до 24 ч и 333 л/с (3,3% суточного расхода) в период от 0 до 8 ч. Этим требованиям наиболее близко отвечают насосы марки Д 500-65, имеющие следующие параметры на границах оптимальной области кривой $Q — H$: $H = 58$ м; $Q = 105$ л/с; $H = 46$ м; $Q = 161$ л/с.

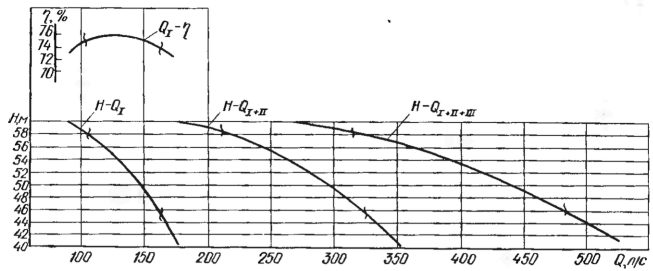


Рис. VII.6

На рис. VII.6 приведена характеристика $Q — H$ указанных насосов. Рассмотрение характеристик параллельной работы этих насосов показывает, что при напорах от 46 до 52 м, определенных расчетом на час наибольшего водопотребления, фактическая подача трех насосов равна 480—420 л/с. При этом положение рабочей точки насосов будет находиться в оптимальной зоне кривой $Q — H$.

В соответствии с графиком режима работы насосов (см. табл. VII.5) принимаем, что в период от 8 до 24 ч, когда должна обеспечиваться подача 463 л/с (4,6% суточного расхода), должны работать три насоса.

При работе системы в период от 0 до 8 ч, когда требуемые напоры на насосной станции будут находиться в интервале 52—46 м, подачу 3,3% суточного расхода (333 л/с) могут осуществить два насоса.

Совместная работа системы «насосы — водоводы — башня». Для выяснения истинной картины работы системы «насосы — водоводы — башня» необходимо провести внешнюю увязку сети, т. е. увязку сети с учетом характеристик выбранных насосных агрегатов и регулирующей емкости. В связи с тем, что в рассматриваемом примере башня расположена в начале сети, режим водопотребления воды городом непосредственно не влияет на работу насосной станции. Водопотребление города в любой час суток можно рассматривать как фиксированный отбор в точке *Б* присоединения башни к водоводам (см. рис. VII.2). При этом свободные напоры в узлах городской сети будут определяться отметкой воды в баке башни, и увязку следует проводить только для условий совместной работы насосной станции, водоводов и башни.

Поскольку с изменением уровня воды в баке башни изменяется положение рабочей точки насоса на кривой $Q - H$, фактический режим работы насосной станции будет отличаться от принятого. По результатам расчетов можно оценить правильность принятых решений и в случае необходимости внести соответствующие коррективы в режим работы насосной станции, а также уточнить объем регулирующей емкости.

Аналитические выражения характеристик насосов, водоводов и регулирующей емкости. Прежде чем приступить к внешней увязке, необходимо представить в аналитическом виде характеристики насосов, водоводов и регулирующей емкости.

Как известно, характеристика насоса обычно выражается уравнением вида $H = H_0 - S_н q^2$. Для нахождения величин H_0 и $S_н$ необходимо решить систему уравнений:

$$H_1 = H_0 - S_н q_1^2;\ H_2 = H_0 - S_н q_2^2,$$

где H_1 и H_2 — напоры, м, развиваемые при расходах Q_1 и Q_2; $q_1 = Q_1$ и $q_2 = Q_2$ — расходы на границах рабочей зоны каталожной характеристики насоса, м³/с.

Подставляя в эти уравнения значения $H_1 = 58$ м, $Q_1 = 0{,}105$ м³/с; $H_2 = 46$ м, $Q_2 = 0{,}161$ м³/с, находим $S_н = 805{,}59$ и $H_0 = 66{,}88$ м. Тогда уравнение характеристики $Q - H$ насоса марки Д 500-65 примет вид: $H = 66{,}88 - 805{,}59\ q^2$.

Так как значение $S_н$ определено для одного насоса, то для суммарной характеристики k параллельно работающих насосов $(S_н)_k = S_н/k^2$.

Поскольку графиком режима работы насосов предусматривается их работа в две ступени: с 0 до 8 ч включены два насоса, с 8 до 24 ч — три насоса, значения сопротивления насосов будут равны: при двух работающих насосах $(S_н)_2 = S_н/2^2 = 805{,}59/4 = 201{,}4$; при трех работающих насосах $(S_н)_3 = S_н/3^2 = 805{,}59/9 = 89{,}5$.

Тогда уравнения параллельно работающих насосов примут следующий вид: при двух насосах $H = 66{,}88 - 201{,}4\ q^2$; при трех насосах $H = 66{,}88 - 89{,}5\ q^2$.

Для возможности учета в процессе расчета взаимного высотного расположения насосной станции и водонапорной башни необходимо привязать указанные характеристики к фактическим пьезометрическим отметкам.

Пьезометрическая отметка, соответствующая напору насосной станции, выражается уравнением

$$П_{н.с} = П^0_{н.с} - S_н q^2, \qquad \text{(VII.6)}$$

где $П^0_{н.с} = z_{ст} + H_0$ — пьезометрическая отметка, соответствующая напору насосной станции при полностью закрытой задвижке на напорном патрубке, т. е. при $q = 0$ (здесь $z_{ст}$ — отметка уровня в резервуаре чистой воды).

В рассматриваемой задаче $H_0 = 66{,}88$ м; $z_{ст} = 9$ м. Отсюда получаем следующие зависимости пьезометрической отметки, соответствующей напору насосной станции, от расхода:

при двух параллельно работающих насосах

$$П_{н.с} = 75{,}88 - 201{,}4q^2;$$

при трех параллельно работающих насосах

$$П_{н.с} = 75,88 - 89,5q^2.$$

Пьезометрическая отметка, соответствующая уровню воды в баке водонапорной башни в конце рассматриваемого режима с учетом его сработки (пополнения), определяется по формуле

$$П_{б.б} = П_б^0 + 3600tq/F, \qquad (VII.7)$$

где $П_б^0 = П_б + h_0$ — пьезометрическая отметка, соответствующая уровню воды в баке в начальный момент рассматриваемого режима водопотребления, м (здесь $П_б$ — пьезометрическая отметка, соответствующая дну бака, м; h_0 — высота слоя воды в баке в начальный момент рассматриваемого режима водопотребления, м); t— продолжительность рассматриваемого режима водопотребления, ч; q — расход воды, идущей в бак (из бака), м³/с; F — площадь зеркала воды в баке башни, м².

Если величину $3600t/F$ обозначить через $S_б$ как «сопротивление» башни, то формула (VII.7) примет следующий вид:

$$П_{б.б} = П_б^0 + S_б q.$$

Площадь зеркала воды в баке $F = \pi D^2/4 = \pi \cdot 12,07^2/4 = 114,38$ м².

Подставляя в формулу (VII.7) значение площади зеркала, получим

$$П_{б.б} = П_б^0 + 31,48tq. \qquad (VII.8)$$

При системе трубопроводов, состоящей из двух параллельно работающих водоводов, для простоты расчета их целесообразно заменить одним эквивалентным. Сопротивление эквивалентного трубопровода определяется по формуле

$$S_{экв} = \frac{S_1 S_2}{(\sqrt{S_1} + \sqrt{S_2})^2}, \qquad (VII.9)$$

где S_1 и S_2 — сопротивления соответственно первого и второго водоводов.

Так как в данном случае водоводы имеют равные диаметры ($d = 500$ мм) и длины ($l = 1600$ м), то

$$S_{экв} = S/4 = s_0 l/4 = 0,06778 \cdot 1600/4 = 27,11.$$

Отсюда потери напора

$$h_в = 27,11q^2 \quad (\text{для } q \text{ в м}^3/\text{с}). \qquad (VII.10)$$

На рис. VII.7 показана связь между напорами рассматриваемых элементов системы.

Если пьезометрическая линия занимает положение AB, то пьезометрическая отметка, соответствующая напору насосной станции, $П_{н.с} = П_{б.б} + h_в$. Такое соотношение соблюдается, если расчетная рабочая точка насоса B, определенная по результатам внутренней увязки сети, совпадает с рабочей точкой на кривой $Q - H$ фактически принятого насоса. В противном случае появляется некоторая ошибка в определении положения точки B на кривой $Q - H$ на величину Δh. Тогда пьезометрическая линия займет положение AB' и $П_{н.с} = П_{б.б} + h_в \pm \Delta h$.

Это указывает на неточность полученного решения. Очевидно, чтобы определить истинные значения пьезометрической отметки, соответствующей уровню воды в баке башни $П_{б.б}$, и положение рабочей точки насосов на кривой $Q — H$, необходимо произвести перераспределение расходов, поступающих от насосной станции и водонапорной башни (в башню) с учетом их характеристик. В результате проведения внешней увязки системы невязка Δh должна стать равной нулю.

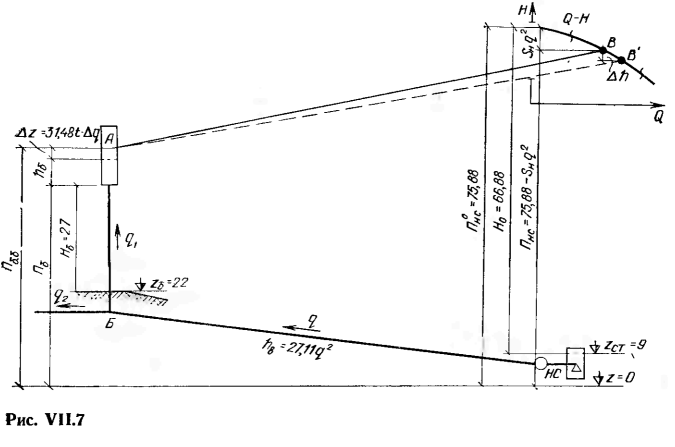


Рис. VII.7

Подготовка расчетной схемы. Для возможности проведения внешней увязки системы «насосная станция — водоводы — башня» необходимо подготовить расчетную схему, которая должна включать помимо линии водоводов дополнительные линии, имитирующие характеристики насосной станции и водонапорной башни. Такая расчетная схема приведена на рис. VII.8. В этой схеме линия *НС — Б* — водоводы, соединяющие насосную станцию (*НС*) с башней (*Б*); характеристика насосной станции представлена линией *О — НС*, а характеристика водонапорной башни — линией *Б — О*.

В узел *О* поступает расход q_2, равный алгебраической сумме расхода q, подаваемого насосной станцией, и расхода q_1, поступающего из башни (в башню).

При указанной расчетной схеме перераспределение расходов осуществляется, как и при увязке кольцевой сети, в результате пропуска соответствующих поправочных расходов Δq по кольцу.

Если расход q больше, чем водопотребление города q_2, то расход q_1 поступает в башню. В этом случае движение воды в линии *Б — О* происходит от узла *Б* к узлу *О* и величина $S_б q_1$ имеет положительный знак. Если происходит срабатывание резервуара, то

расход q_1 имеет направление движения от узла $О$ к узлу $Б$ и величина $S_б q_1$ будет отрицательной.

В линии $О$ — $НС$ направление движения воды то же, что и в водоводах (линия $НС$ — $Б$). Для соблюдения равенства $П_{н.с} = П_{б.б} + h_в$, т. е. $— П_{н.с} + П_{б.б} + h_в = 0$, составляющие формулы, по которой вычисляется пьезометрическая отметка, соответствующая напору насосной станции, пишут с обратным знаком:

$$— П_{н.с} = — 75{,}88 + S_н q^2, \qquad \text{(VII.11)}$$

где $S_н = 201{,}4$ при двух параллельно работающих насосах; $S_н = 89{,}5$ при трех параллельно работающих насосах.

При определении пьезометрической отметки, соответствующей уровню воды в водонапорной башне, $П_{б.б}$ можно пренебречь потерями напора в коммуникациях башни ввиду их незначительной величины. Поэтому линия $Б$ — $О$ характеризуется только уравнением (VII.8), учитывающим изменение уровня воды в баке. Потери напора в водоводах (линия $НС$ — $Б$) определяют по выражению $h_в = 27{,}11q^2$.

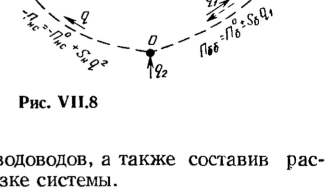


Рис. VII.8

Выразив в аналитической форме характеристики насосной станции, водонапорной башни и водоводов, а также составив расчетную схему, приступают к увязке системы.

Увязка системы (корректировка режима работы насосной станции, уточнение требуемого объема водонапорной башни). Для выявления истинной картины работы системы необходимо провести расчеты на все 24 ч рассматриваемых суток наибольшего водопотребления, поэтому для каждого расчетного часа необходимо задаться предварительным распределением расходов между насосной станцией и башней.

Следует отметить, что при наличии в саморегулирующейся системе емкости баланс между водопотреблением города и подачей воды насосной станцией за сутки может не соблюдаться. Фактическое соотношение между количеством воды, израсходованной городом за сутки и поданной насосной станцией (за это же время), определяется по результатам проведенных расчетов.

Предварительное распределение расходов между башней и насосной станцией назначается приближенно в соответствии с предполагаемым режимом работы насосной станции, но так, чтобы для каждого расчетного часа в узле $О$ (см. рис. VII.8) соблюдался первый закон Кирхгофа — $\Sigma q = 0$, т. е. $q = \pm q_1 + q_2$.

Для рассматриваемой системы предварительное распределение расходов по часам суток приведено в табл. VII.6. Расходы, потребляемые городом (узловые отборы q_2, л/с), даны в соответствии с графиком водопотребления города (см. табл. VII.1), подача воды насосами (расход q, л/с) назначена, ориентируясь на предполагаемый график режима работы насосной станции (см. табл. VII.5), а количе-

Таблица VII.6

Часы суток	Расход воды городом q_2, л/с	Подача насосами q, л/с	Поступление в бак $(+q_1)$, л/с	Расход из бака $(-q_1)$, л/с	Часы суток	Расход воды городом q_2, л/с	Подача насосами q, л/с	Поступление в бак $(+q_1)$, л/с	Расход из бака $(-q_1)$, л/с
0—1	343,3	332,5	—	10,8	12—13	428,6	463,6	35	—
1—2	332,5	332,5	0	0	13—14	425,8	463,6	37,8	—
2—3	332,5	332,5	0	0	14—15	441,1	463,6	22,5	—
3—4	332,5	332,5	0	0	15—16	428,6	463,6	35	—
4—5	332,5	332,5	0	0	16—17	441,1	463,6	22,5	—
5—6	380,6	332,5	—	48,1	17—18	506,1	463,6	—	42,5
6—7	415,6	332,5	—	83,1	18—19	510,0	463,6	—	46,4
7—8	365,8	332,5	—	33,3	19—20	463,6	463,6	0	0
8—9	482,8	447,3	—	35,5	20—21	463,6	463,6	0	0
9—10	463,6	463,6	0	0	21—22	448,9	463,6	14,7	—
10—11	448,9	463,6	14,7	—	22—23	425,8	463,6	37,8	—
11—12	428,6	463,6	35	—	23—24	418,9	463,6	44,7	—
					Итого	10061,3	10061,3	299,7	299,7

ство воды q_1, поступающей в течение каждого часа в башню (из башни), определено как разность между q и q_2.

Запись расчетов при внешней увязке по методу В.Г. Лобачева производят в табличной форме (табл. VII.7). В графах 1 и 2 записывают расчетный час и расчетные участки. В графу 3 заносят расходы по линиям, м³/с, которые берут из табл. VII.6. В строке *О — НС* графы 4 записывают величину напора, развиваемого насосной станцией при закрытой задвижке на напорном патрубке $П^0_{н.с}$ (т. е. при подаче, равной нулю), а в строке *Б — О* той же графы пьезометрическую отметку, соответствующую уровню воды в баке в начале расчетного часа $П^0_б$. В графу 5 заносят величины S_i — сопротивления насосов $S_н$, водоводов $S_в$ и водонапорной башни $S_б$. Численные значения величин, заносимых в графы 4 и 5, определяют в соответствии с расчетными формулами (VII.8), (VII.10) и (VII.11).

Величина $П^0_{н.с} = -75{,}88$ м при всех расчетных моментах остается постоянной, поскольку предусмотрена работа насосов одной марки и условно предполагается, что уровень в резервуаре чистой воды не изменяется. Пьезометрическая отметка, соответствующая уровню воды в баке, $П^0_б = П_б + h_б$ зависит от величины пополнения (сработки) $h_б$, а поэтому меняется во времени. Очевидно, что удобнее начинать расчет с момента, когда бак водонапорной башни пуст, т. е. $h_б = 0$. Для рассматриваемой системы таким моментом является 10 ч (см. табл. VII.5). Тогда пьезометрическая отметка, соответствующая дну бака, равна

$$П_б = П^0_б = 22 + 27 = 49 \text{ м}$$

где 22 — отметка поверхности земли в месте расположения башни, м; 27 — высота водонапорной башни до дна бака, м.

Потери напора в водоводах определяют по формуле (VII.10), поэтому в строке *НС — Б* графы 4 записывают ноль.

Значение сопротивления $S_н$ зависит от числа насосов, работающих в рассчитываемый час. Согласно принятому графику работы насосной станции, предполагается, что с 0 до 8 ч работают два насоса и с 8 до 24 ч — три насоса. В соответствии с формулой (VII.11) для момента 10—11 ч, когда работают три насоса, $S_н = 89{,}5$.

Как следует из выражения (VII.8), величина $S_б = 31{,}48\ t$, т.е. зависит от продолжительности рассчитываемого режима работы системы. В соответствии с табл. VII.6 режим, в начальный момент которого бак пуст, начинается с 10 ч и имеет продолжительность 1ч, и, следовательно, $S_б = 31{,}48$. Режим работы системы в 11—12 и 12—13 ч одинаков, так как потребление воды городом и подача насосов остаются неизменными, т. е. $t = 2$ ч, а $S_б = 31{,}48 \cdot 2 = 62{,}96$ и т. д.

Для водоводов (строка *НС — Б* графы 5) S равно 27,11, оно остается постоянным при всех дальнейших расчетах, если не предполагается отключение одного из водоводов или отдельных его участков.

В графе 6 фиксируются величины показателя степени β при q в формулах (VII.8), (VII.10) и (VII.11) для определения пьезометрической отметки, соответствующей уровню воды в водонапорной башне $П_{б.б}$, потерь напора в водоводах $h_в$ и пьезометрической отметки, соответствующей напору насосной станции $П_{н.с}$.

При проведении увязки поправочный расход определяют по формуле

$$\Delta q = -\frac{\Delta h}{\Sigma \beta S_i q^{\beta-1}},$$

где Δh — невязка, т. е. сумма величин $П_{б\,б} + h_в - П_{н.с}$, значения которых вычисляют по приведенным выше формулам; $\Sigma \beta S_i q^{\beta-1} = 2S_н q + 2S_в q + S_в$.

Для удобства определения величин Δh и $\Sigma \beta S_i q^{\beta-1}$ в табл. VII.7 введены графы 7—9, в которых соответственно указывают значения

$$\beta S_i q^{\beta-1},\ S_i q^{\beta}\ \text{и}\ П_i^0 + S_i q^{\beta},$$

где S_i — сопротивление насосной станции $S_н$, водоводов $S_в$ и башни $S_б$; $П_i^0$ — пьезометрическая отметка, соответствующая напору насосной станции $П_{н.с}$ и уровню воды в баке башни в начале расчетного момента $П_б^0$.

Определив значения $П_i^0 + S_i q^{\beta}$, вычисляют невязку по контуру Δh — сумму величин в графе 9. Если величина Δh больше допустимой, определяют поправочный расход Δq, имеющий знак, противоположный знаку невязки. Процесс внесения поправок тот же, что и при внутренней увязке. Величину Δq записывают в графу 10. Далее по данным граф 3 и 10 вычисляют новые значения q и записывают их в графу 11.

Таблица VII.7

Часы суток	Участок	Предварительное распределение расходов: q, м³/с	Π_i^0, м	S_i	β	$\beta S_i q^{\beta-1}$	$S_i q^\beta$, м	$\Pi_i^0 + S_i q^\beta$, м	I исправление: Δq, м³/с	q, м³/с	$S_i q^\beta$, м	$\Pi_i^0 + S_i q^\beta$, м	Примечание
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
10—11	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	+0,0097	0,4733	+20,05	—55,83	Работают три насоса; $H_{н.с}$ = 46,83 м; $Q_{н.с}$ = 473,3 л/с.
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	+0,0097	0,4733	+6,07	+6,07	
	Б—О	0,0147	+49	31,48	1	31,48	+0,46	+49,46	+0,0097	0,0244	+0,77	+49,77	Вода поступает в бак; $Q_б$ = 24,4 л/с; $\Pi_{б.б}$ = 49,77 м > 49 м
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 139,6$		$\Delta h = -1,35$				$\Delta h = +0,01$	
						$\Delta q = -\frac{-1,35}{139,6} = +0,0097$							
11—13	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	—0,0068	0,4568	+18,68	—57,2	Работают три насоса; $H_{н.с}$ = 48,2 м; $Q_{н.с}$ = 456,8 л/с.
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	—0,0068	0,4568	+5,66	+5,66	
	Б—О	0,0350	+49,77	62,96	1	62,96	+2,2	+51,97	—0,0068	0,0282	+1,78	+51,55	Вода поступает в бак; $Q_б$ = 28,2 л/с; $\Pi_{б.б}$ = 51,55 м > 49 м
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 171,08$		$\Delta h = +1,16$				$\Delta h = +0,01$	
						$\Delta q = -\frac{+1,16}{171,08} = -0,0068$							
13—14	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	—0,0138	0,4498	+18,11	—57,77	Работают три насоса; $H_{н.с}$ = 48,77 м; $Q_{н.с}$ = 449,8 л/с.
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	—0,0138	0,4498	+5,48	+5,48	
	Б—О	0,0378	+51,55	31,48	1	31,48	+1,19	+52,74	—0,0138	0,024	+0,76	+52,31	Вода поступает в бак; $Q_б$ = 24 л/с; $\Pi_{б.б}$ = 52,31 м > 49 м
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 139,6$		$\Delta h = +1,93$				$\Delta h = +0,02$	

						$\Delta q = -\frac{+1,93}{139,6} = -0,0138$								
14—15	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	—0,0158	0,4478	+17,95	—57,93	Работают три насоса;	
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	—0,0158	0,4478	+5,44	+5,44	$H_{н.с} = 48{,}93$ м; $Q_{н.с} =$	
	Б—О	0,0225	+52,31	31,48	1	31,48	+0,71	+53,02	—0,0158	0,0067	+0,21	+52,52	$= 447{,}8$ л/с.	
						$\Sigma (\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 139,6$		$\Delta h = +2,21$				$\Delta h = +0,03$	Вода поступает в бак; $Q_б = 6{,}7$ л/с; $П_{б.б} = 52{,}52$ м > 49 м	
						$\Delta q = -\frac{+2,21}{139,6} = -0,0158$								
15—16	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	—0,0201	0,4435	+17,60	—58,28	Работают три насоса;	
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	—0,0201	0,4435	+5,33	+5,33	$H_{н.с} = 49{,}28$ м; $Q_{н.с} =$	
	Б—О	0,035	+52,52	31,48	1	31,48	+1,1	+53,62	—0,0201	0,0149	+0,47	+52,99	$= 443{,}5$ л/с.	
						$\Sigma (\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 139,6$		$\Delta h = +2,81$				$\Delta h = +0,04$	Вода поступает в бак; $Q_б = 14{,}9$ л/с; $П_{б.б} = 52{,}99$ м > 49 м	
						$\Delta q = -\frac{+2,81}{139,6} = -0,0201$								
16—17	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	—0,0213	0,4423	+17,51	—58,37	Работают три насоса;	
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	—0,0213	0,4423	+5,3	+5,3	$H_{н.с} = 49{,}37$ м; $Q_{н.с} =$	
	Б—О	0,0225	+52,99	31,48	1	31,48	+0,71	+53,78	—0,0213	0,0012	+0,04	+53,03	$= 442{,}3$ л/с.	
						$\Sigma (\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 139,6$		$\Delta h = +2,97$				$\Delta h = +0,04$	Вода поступает в бак; $Q_б = 1{,}2$ л/с; $П_{б.б} = 53{,}03$ м > 49 м	
						$\Delta q = -\frac{+2,97}{139,6} = -0,0213$								

Продолжение табл. VII.7

Часы суток	Участок	Предварительное распределение расходов: q, м³/с	Π_i^0, м	S_i	β	$\beta S_i q^{\beta-1}$	$S_i q^\beta$, м	$\Pi_i^0 + S_i q^\beta$, м	I исправление: Δq, м³/с	q, м³/с	$S_i q^\beta$, м	$\Pi_i^0 + S_i q^\beta$, м	Примечание
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
17—18	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	—0,0063	0,4573	+18,74	—57,14	Работают три насоса; $H_{н.с}=48{,}14$ м; $Q_{н.с}=457{,}3$ л/с.
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	—0,0063	0,4573	+5,68	+5,68	
	Б—О	0,0425	+53,03	31,48	1	31,48	—1,34	+51,69	+0,0063	0,0488	—1,54	+51,49	Вода поступает из бака; $Q_б=48{,}8$ л/с; $\Pi_{б.б}=51{,}49$ м > 49 м
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 139{,}6$		$\Delta h = +0{,}88$				$\Delta h = +0{,}03$	
						$\Delta q = -\frac{+0{,}88}{139{,}6} = -0{,}0063$							
18—19	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	+0,0056	0,4692	+19,7	—56,18	Работают три насоса; $H_{н.с}=47{,}19$ м; $Q_{н.с}=469{,}2$ л/с.
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	+0,0056	0,4692	+5,97	+5,97	
	Б—О	0,0464	+51,49	31,48	1	31,48	—1,46	+50,03	—0,0056	0,0408	—1,28	+50,21	Вода поступает из бака; $Q_б=40{,}8$ л/с; $\Pi_{б.б}=50{,}21$ м > 49 м
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 139{,}6$		$\Delta h = -0{,}78$				$\Delta h = 0{,}0$	
						$\Delta q = -\frac{-0{,}78}{139{,}6} = +0{,}0056$							
19—21	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	+0,0035	0,4671	+19,53	—56,35	Работают три насоса; $H_{н.с}=47{,}35$ м; $Q_{н.с}=467{,}1$ л/с.
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	+0,0035	0,04671	+5,91	+5,91	
	Б—О	0	+50,21	62,96	1	62,96	0	+50,21	+0,0035	0,0035	+0,22	+50,43	Вода поступает в бак; $Q_б=3{,}5$ л/с; $\Pi_{б.б}=50{,}43$ м > 49 м
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 171{,}08$		$\Delta h = -0{,}6$				$\Delta h = +0{,}01$	

$$\Delta q = -\frac{-0,6}{171,08} = +0,0035$$

21—22	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	—	—	—	—	Работают три насоса;	
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	—	—	—	—	$H_{н.с} = 47,64$ м;	$Q_{н.с} = 463,6$ л/с.
	Б—О	0,0147	+50,43	31,48	1	31,48	+0,46	+50,89	—	—	—	—	Вода поступает в бак;	
								$\Delta h = +0,08$					$Q_б = 14,7$ л/с;	$П_{б.б} = 50,89$ м > 49 м
22—23	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	—0,0091	0,4545	+18,49	—57,39	Работают три насоса;	
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	—0,0091	0,4545	+5,6	+5,6	$H_{н.с} = 48,39$ м;	$Q_{н.с} = 454,5$ л/с.
	Б—О	0,0378	+50,89	31,48	1	31,48	+1,19	+52,08	—0,0091	0,0287	+0,9	+51,79	Вода поступает в бак;	
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 139,6$		$\Delta h = +1,27$				$\Delta h = +0,01$	$Q_б = 28,7$ л/с;	$П_{б.б} = 51,79$ м > 49 м
						$\Delta q = -\frac{+1,27}{139,6} = -0,0091$								
23—24	О—НС	0,4636	—75,88	89,5	2	82,98	+19,24	—56,64	—0,0171	0,4465	+17,84	—58,04	Работают три насоса;	
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	—0,0171	0,4465	+5,4	+5,4	$H_{н.с} = 49,04$ м;	$Q_{н.с} = 446,5$ л/с.
	Б—О	0,0447	+51,79	31,48	1	31,48	+1,41	+53,2	—0,0171	0,0276	+0,87	+52,66	Вода поступает в бак;	
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 139,6$		$\Delta h = +2,39$				$\Delta h = +0,02$	$Q_б = 27,6$ л/с;	$П_{б.б} = 52,66$ м > 49 м
						$\Delta q = -\frac{+2,39}{139,6} = -0,0171$								

Продолжение табл. VII.7

Часы суток	Участок	Предварительное распределение расходов: q, м³/с	Π_i^0, м	S_i	β	$\beta S_i q^{\beta-1}$	$S_i q^\beta$, м	$\Pi_i^0 + S_i q^\beta$, м	I исправление: Δq, м³/с	q, м³/с	$S_i q^\beta$, м	$\Pi_i^0 + S_i q^\beta$, м	Примечание
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0—1	О—НС	0,3325	−75,88	201,4	2	133,93	+22,27	−53,61	−0,0093	0,3232	+21,02	−54,86	Работают три насоса; $H_{н.с}$ = 45,86 м; $Q_{н.с}$ = 323,2 л/с.
	НС—Б	0,3325	0	27,11	2	18,03	+3	+3	−0,0093	0,3232	+2,83	+2,83	
	Б—О	0,0108	+52,66	31,48	1	31,48	−0,34	+52,32	+0,0093	0,0201	−0,63	+52,03	
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 183,44$		$\Delta h = +1,71$				$\Delta h = 0,0$	Вода поступает в бак; $Q_б$ = 20,1 л/с; $\Pi_{б.б}$ = 52,03 м > 49 м
						$\Delta q = -\frac{+1,71}{183,44} = -0,0093$							
1—5	О—НС	0,3325	−75,88	201,4	2	133,93	+22,27	−53,61	−0,0051	0,3274	+21,59	−54,29	Работают два насоса; $H_{н.с}$ = 45,29 м; $Q_{н.с}$ = 327,4 л/с
	НС—Б	0,3325	0	27,11	2	18,03	+3	+3	−0,0051	0,3274	+2,91	+2,91	
	Б—О	0	+52,03	125,92	1	125,92	0	+52,03	−0,0051	0,0051	−0,69	+51,34	
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 277,88$		$\Delta h = +1,42$				$\Delta h = -0,04$	Вода поступает из бака; $Q_б$ = 5,1 л/с; $\Pi_{б.б}$ = 51,34 м > 49 м
						$\Delta q = -\frac{+1,42}{277,88} = -0,0051$							
5—6	О—НС	0,3325	−75,88	201,4	2	133,93	+22,27	−53,61	+0,0043	0,3368	+22,85	−53,03	Работают два насоса; $H_{н.с}$ = 44,03 м; $Q_{н.с}$ = 336,8 л/с.
	НС—Б	0,3325	0	27,11	2	18,03	+3	+3	+0,0043	0,3368	+3,08	+3,08	
	Б—О	0,0481	+51,34	31,48	1	31,48	−1,51	+49,83	−0,0043	0,0438	−1,39	+49,95	
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 183,44$		$\Delta h = -0,78$				$\Delta h = 0,00$	Вода поступает из бака; $Q_б$ = 43,8 л/с; $\Pi_{б.б}$ = 49,95 м > 49 м

$$\Delta q = -\frac{-0{,}78}{183{,}44} = +0{,}0043$$

6—7	*О—НС*	0,3325	−75,88	201,4	2	133,93	+22,27	−53,61	+0,0179	0,3504	+24,73	−51,15	Работают два насоса; $H_{н.с}=42{,}15$ м; $Q_{н.с}=350{,}4$ л/с. Вода поступает из бака; $Q_б=65{,}2$ л/с; $П_{б.б}=47{,}9$ м <49 м, **т. е. система неработоспособна**
	НС—Б	0,3325	0	27,11	2	18,03	+3	+3	+0,0179	0,3504	+3,33	+3,33		
	Б—О	0,0831	49,95	31,48	1	31,48	−2,62	+47,33	−0,0179	0,0652	−2,05	+47,9		
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 183{,}44$		$\Delta h = -3{,}28$				$\Delta h = +0{,}08$		

$$\Delta q = -\frac{-3{,}28}{183{,}44} = +0{,}0179$$

6—7 (повторный расчет)	*О—НС*	0,4636	−75,88	89,5	2	82,98	+19,29	−56,64	−0,0047	0,4589	+18,85	−57,03	Работают три насоса; $H_{н.с}=48{,}03$ м; $Q_{н.с}=458{,}9$ л/с. Вода поступает в бак; $Q_б=43{,}3$ л/с; $П_{б.б}=51{,}31$ м >49 м
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	−0,0047	0,4589	+5,71	+5,71		
	Б—О	0,048	+49,95	31,48	1	31,48	+1,51	+51,46	−0,0047	0,0433	+1,36	+51,31		
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 139{,}6$		$\Delta h = +0{,}65$				$\Delta h = -0{,}01$		

$$\Delta q = -\frac{+0{,}65}{139{,}6} = -0{,}0047$$

7—8	*О—НС*	0,3325	−75,88	201,4	2	133,93	+22,27	−53,61	+0,0019	0,3344	+22,52	−53,36	Работают два насоса; $H_{н.с}=44{,}36$ м; $Q_{н.с}=334{,}4$ л/с. Вода поступает из бака; $Q_б=31{,}4$ л/с; $П_{б.б}=50{,}32$ м >49 м
	НС—Б	0,3325	0	27,11	2	18,03	+3	+3	+0,0019	0,3344	+3,03	+3,03		
	Б—О	0,0333	+51,31	31,48	1	31,48	−1,05	+50,26	−0,0019	0,0314	−0,99	+50,32		
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) = 183{,}44$		$\Delta h = -0{,}35$				$\Delta h = -0{,}01$		

$$\Delta q = -\frac{-0{,}35}{183{,}44} = +0{,}0019$$

Продолжение табл. VII.7

Часы суток	Участок	Предварительное распределение расходов							I исправление				Примечание
		q, м³/с	$П_i^0$, м	S_i	β	$\beta S_i q^{\beta-1}$	$S_i q^{\beta}$, м	$П_i^0 + S_i q^{\beta}$, м	Δq, м³/с	q, м³/с	$S_i q^{\beta}$, м	$П_i^0 + S_i q^{\beta}$, м	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
8—9	О—НС	0,4473	−75,88	89,5	1	80,07	+17,91	−57,97	+0,0242	0,4715	+19,90	−55,98	Работают три насоса; $H_{н.с}$=46,98 м; $Q_{н.с}$= =471,5 л/с. Вода поступает из бака; $Q_б$=11,3 л/с; $П_{б.б}$= =49,95 м>49 м
	НС—Б	0,4473	0	27,11	2	24,25	+5,42	+5,42	+0,0242	0,4715	+6,03	+6,03	
	Б—О	0,0355	+50,32	31,48	2	31,48	−1,12	+49,2	−0,0242	0,0113	−0,36	+49,95	
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) =$ $= 135,8$		$\Delta h =$ $= -3,35$				$\Delta h = 0,0$	
						$\Delta q = -\frac{-3,35}{135,8} = +0,0242$							
9—10	О—НС	0,4636	−75,88	89,5	2	82,98	+19,29	−56,64	+0,0062	0,4698	+19,72	−56,16	Работают три насоса; $H_{н.с}$=47,16 м; $Q_{н.с}$= =469,8 л/с. Вода поступает в бак; $Q_б$=6,2 л/с; $П_{б.б}$= =50.15 м>49 м
	НС—Б	0,4636	0	27,11	2	25,14	+5,83	+5,83	+0,0062	0,4698	+5,97	−5,97	
	Б—О	0	+49,95	31,48	1	31,48	0	+49,95	+0,0062	0,0062	+0,20	+50,15	
						$\Sigma(\beta S_i \times q^{\beta-1}) =$ $= 139,6$		$\Delta h =$ $= -0,86$				$\Delta h =$ $= -0,04$	
						$\Delta q = -\frac{-0,86}{139,6} = +0,0062$							

После внесения поправок вновь определяют значения $S_i q^\beta$ (графа 12) и $П_i^0 + S_i q^\beta$ (графа 13) и также вычисляют величину Δh. В случае необходимости процесс продолжают до достижения требуемой точности.

За величину допустимой невязки можно принять 0,5 м, как и при внутренней увязке сети.

В результате расчета определяют фактическую подачу насосной станции и расход, поступающий от башни (в башню), а также пьезометрические отметки, соответствующие уровню воды в баке башни $П_{б.б}$ к концу рассматриваемого режима *.

Например, в результате расчета системы при режиме работы в период от 10 до 11 ч (см. табл. VII.7) установлены: расход q, фактически подаваемый станцией, равный 0,4733 м³/с, или 473,3 л/с; расход q_1, поступающий в бак, равный 0,0244 м³/с, или 24,4 л/с (строка *Б — О* в графе 11); пьезометрическая отметка, соответствующая уровню воды в баке башни к концу расчетного режима, $П_{б.б} = 49{,}77$ м, и пьезометрическая отметка, соответствующая напору насосной станции, $П_{н.с} = 55{,}83$ м (строка *О — НС* в графе 13).

Таким образом, за прошедший час бак башни наполнился на $49{,}77 - 49 = 0{,}77$ м, а насосы работали при напоре $H_{н.с} = П_{н.с} - z_{ст} = 55{,}83 - 9 = 46{,}83$ м, т. е. в оптимальной области характеристики $Q — H$.

Приведенные данные показывают, что расход, подаваемый насосной станцией, и поступление в бак отличаются от расходов, намеченных предварительным распределением.

Проведя увязку при режиме работы системы в период от 10 до 11 ч, приступают к расчету ее при работе в следующем режиме. В соответствии с данными табл. VII.6, следует, что в период с 11 до 13 ч водопотребление города и подача воды насосами не изменяются, поэтому за расчетный принимается режим продолжительностью не 1, а 2 ч. В этом случае $t = 2$ ч и $S_б = 62{,}96$. Эта величина заносится в графу 5.

В графе 4 в качестве исходной пьезометрической отметки, соответствующей уровню воды в баке башни, $П_б^0$ записывается величина $П_{б.б} = 49{,}77$ м ($П_б^0 = П_б + h_б = 49 + 0{,}77 = 49{,}77$м), которая была определена в предыдущем расчете. Таким образом, каждый раз пьезометрическая отметка, соответствующая уровню воды в баке, $П_{б.б}$, определенная предыдущим расчетом, является начальной пьезометрической отметкой $П_б^0$ для следующего расчетного момента.

Предварительное распределение расходов соответствует приведенному в табл. VII.6 для периода 11—13 ч. Эти расходы записывают в графу 3. После внесения указанных исправлений приступают к увязке системы.

При других режимах работы системы возможно внесение в исходные данные помимо указанных и других исправлений. Так, в период с 0 до 8 ч, в соответствии с графиком работы насосов, предполагается работа двух насосных агрегатов вместо трех, работающих при

---

* Предполагается, что в течение расчетного режима расходы воды, поступающие от насосной станции и башни (в башню), остаются постоянными.

рассмотренных выше режимах. При расчете этих режимов в графу 5 внесено иное значение $S_н$ (см. табл. VII. 7), равное, в соответствии с формулой (VII.11), 201,4.

При проведении расчетов следует постоянно анализировать получаемые результаты. В первую очередь необходимо сопоставлять получаемую пьезометрическую отметку, соответствующую уровню воды в баке, $П_{б.б}$ с пьезометрическими отметками, соответствующими низу и верху бака башни. Ранее было установлено, что пьезометрическая отметка, соответствующая дну бака, $П_б = 49$ м, а отметка, соответствующая верху бака, $П_б + h_б = 49 + 6 = 55$ м. Если получаемая в результате расчета на тот или иной час пьезометрическая отметка $П_{б.б}$ окажется меньше 49 м, то это будет означать, что бак останется пустым и подача воды из него невозможна. Если $П_{б.б}$ окажется больше 55 м, то это будет означать, что принятый объем регулирующей емкости мал. В обоих случаях нужно вносить коррективы в график работы насосов и при необходимости изменять объем регулирующей емкости.

В качестве примера можно указать на период от 6 до 7 ч, когда предполагалась работа двух агрегатов. Из результатов расчета (см. табл. VII.7) следует, что в этот час из бака в сеть поступает расход 65,2 л/с, а пьезометрическая отметка, соответствующая уровню воды в баке, $П_{б.б} = 47{,}9$ м < 49 м, что фактически невозможно. В связи с этим было принято для работы в этот час три насоса. После внесения необходимых изменений в исходные данные расчет был повторен (см. табл. VII.7). В результате система стала функционировать нормально. По условиям эксплуатации на первый взгляд было бы целесообразнее изменить график работы насосов таким образом, чтобы три насоса работали не в период с 6 до 7, а от 0 до 1 ч (см. табл. VII.6). Тогда не потребовалось бы включение дополнительного агрегата на один час с последующим его отключением. Однако, как показали расчеты, при таком графике работы происходит переполнение бака башни.

В процессе расчетов необходимо также контролировать положение рабочей точки насосов на характеристике $Q — H$ с тем, чтобы они работали при оптимальных значениях КПД.

Результаты проведенных расчетов сведены в табл. VII.8. В графах 4—8 приведены фактическая подача насосов по часам суток, а также режим срабатывания и пополнения регулирующей емкости (бака башни). Напоры у насосной станции, указанные в графах 9 и 10, получены как разность между пьезометрическими отметками, соответствующими напору $П_{н.с}$ и уровню в резервуаре чистой воды $z_{ст} = 9$ м.

Пьезометрическая отметка, соответствующая напору насосной станции, $П_{н.с} = П_{б\,б} + h_в$ в начале режима 10—11 ч найдена из условия, что $П_{б.б} = 49$ м.

Выразив $h_в$ и $П_{н.с}$ через их зависимости от расхода (VII.10) и (VII.11), получим: $75, 88 — 89, 55\ q^2 = 49 + 27{,}11\ q^2$. Отсюда $q^2 = 0{,}2305$. Подставляя значение q^2 в выражение пьезометрической отметки, соответствующей напору насосной станции, находим:

$$П_{н.с} = 75{,}88 — 89{,}55 \cdot 0{,}2305 = 55{,}25 \text{ м}$$

Таблица VII.8

Часы суток	Расход воды городом		Подача насосами		Поступление в бак	Расход из бака	Остаток в баке	$H_{н.с}$, м		$H_{б.б}$, м		Число работающих насосов
	л/с	%	л/с	%	%			в начале режима	в конце режима	в начале режима	в конце режима	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0—1	343,3	3,4	323,2	3,2	—	0,2	0,9	49,04	45,86	52,66	52,03	2
1—2	332,5	3,3	327,4	3,2	—	0,1	0,8	45,86	—	52,03	—	2
2—3	332,5	3,3	327,4	3,2	—	0,1	0,7	—	—	—	—	2
3—4	332,5	3,3	327,4	3,2	—	0,1	0,6	—	—	—	—	2
4—5	332,5	3,3	327,4	3,2	—	0,1	0,5	—	45,29	—	51,34	2
5—6	380,6	3,8	336,8	3,3	—	0,5	0	45,29	44,03	51,34	49,95	2
6—7	415,6	4,1	458,9	4,6	0,5	—	0,5	44,03	48,03	49,95	51,31	3
7—8	365,8	3,6	334,4	3,3	—	0,3	0,2	48,03	44,36	51,31	50,32	2
8—9	482,8	4,8	471,5	4,7	—	0,1	0,1	44,36	46,98	50,32	49,95	3
9—10	463,6	4,6	469,8	4,7	0,1	—	0,2	46,98	47,16	49,95	50,15	3*
10—11	448,9	4,5	473,3	4,7	0,2	—	0,4	46,25	46,83	49,0	49,77	3
11—12	428,6	4,3	456,8	4,5	0,2	—	0,6	46,83	—	49,77	—	3
12—13	428,6	4,3	456,8	4,5	0,2	—	0,8	—	48,20	—	51,55	3
13—14	425,8	4,2	449,8	4,5	0,3	—	1,1	48,20	48,77	51,55	52,31	3
14—15	441,1	4,4	447,8	4,5	0,1	—	1,2	48,77	48,93	52,31	52,52	3
15—16	428,6	4,3	443,5	4,4	0,1	—	1,3	48,93	49,28	52,52	52,99	3
16—17	441,1	4,4	442,3	4,4	0	0	1,3	49,28	49,37	52,99	53,03	3
17—18	506,1	5,0	457,3	4,5	—	0,5	0,8	49,37	48,14	53,03	51,49	3
18—19	510,0	5,1	469,2	4,7	—	0,4	0,4	48,14	47,18	51,49	50,21	3
19—20	463,6	4,6	467,1	4,6	0	0	0,4	47,18	—	50,21	—	3
20—21	463,6	4,6	467,1	4,6	0	0	0,4	—	47,35	—	50,43	3
21—22	448,9	4,5	463,6	4,6	0,1	—	0,5	47,35	47,64	50,43	50,89	3
22—23	425,8	4,2	454,5	4,5	0,3	—	0,8	47,64	48,39	50,89	51,79	3
23—24	418,9	4,1	446,5	4,4	0,3	—	1,1	48,39	49,04	51,79	52,66	3
Итого	10061,3	100	10099,8	100	2,4	2,4	—	—	—	—	—	—

* Данные в графах 5—8 получены исходя из условия, что насосы в течение 55 мин работают с подачей, указанной в графе 4

и

$$H_{н.с} = П_{н.с} - z_{ст} = 55{,}25 - 9 = 46{,}25 \text{ м}.$$

В графах 11 и 12 указаны значения пьезометрических отметок, соответствующих уровню воды в баке башни $П_{б.б}$ в начале и конце рассчитанных режимов работы системы, а в графе 13 дано отвечающее этим режимам число работающих насосов.

Анализ приведенных результатов расчета совместной работы насосной станции, водоводов и регулирующей емкости показывает, что фактический режим работы насосной станции отличается от первоначально предполагаемого (см. табл. VII.5), вследствие чего изменяется режим сработки и пополнения бака башни. Как видно из данных граф 11 и 12, максимальная пьезометрическая отметка, соответствующая уровню воды в баке, равна 53,03 м (16—17 ч), а не 55 м, как было определено ранее. Таким образом, фактически требуется меньшая по сравнению с принятой $W_р = 690$ м³ регулирующая емкость. Это подтверждается данными графы 8, которые показывают, что максимально $W_р$ составляет 1,3% суточного расхода города (36 220 м³), т. е. 470 м³, а не 1,9% (690 м³), указанные в табл. VII.5.

При сравнении пьезометрических отметок, соответствующих уровню воды в баке $П_{б.б}$ (графы 11 и 12) в конце режима в период 9—10 ч ($П_{б.б} = 50{,}15$ м) и в начале режима в период 10—11 ч ($П_{б.б} = 49$ м), обнаруживается их несовпадение. Это указывает на то, что фактически насосная станция подает за сутки несколько большее количество воды, чем потребляется городом. Подтверждением этого являются также итоговые данные граф 2 и 4. Избыток воды аккумулируется в баке. Полученный результат объясняется тем, что пьезометрическая отметка $П_{б.б} = 50{,}15$ м найдена из условия работы насосной станции с подачей 469,8 л/с в течение всего часа (9—10 ч). Фактически же такой продолжительности работы насосов не требуется. Чтобы к концу рассматриваемого периода уровень воды в баке соответствовал $П_{б.б} = 49$ м, необходимо или несколько уменьшить продолжительность работы насосов (при той же их подаче) или несколько снизить их подачу, для чего потребуется задросселировать затворы на напорных водоводах или отключить один насос. При осуществлении первого мероприятия продолжительность работы насосов по расчетам должна составлять примерно 55 мин. В период, когда насосы будут отключены, город питается только от башни. При осуществлении второго мероприятия степень закрытия затворов должна быть определена путем соответствующего гидравлического расчета.

Как уже указывалось, оптимальная область работы насосов наблюдается при напорах в пределах 46—58 м. Данные граф 9 и 10 табл. VII.8 показывают, что в подавляющем большинстве случаев напоры, развиваемые насосами, находятся в указанных пределах. Наибольшее падение напоров до 45—44 м происходит в период от 5 до 6 ч. Это падение весьма незначительно по величине и продолжительности. Оно не оказывает заметного влияния на эффективность работы насосной станции в целом, так как значения КПД по кривой $Q - \eta$ (см. рис. VII.6) при расходах, соответствующих этим напорам, не снижаются более чем на 1%.

Проведенные расчеты позволили оценить правильность выбора насосного оборудования, скорректировать режим его работы, определить фактический режим сработки и наполнения регулирующей емкости, а также уточнить требуемый ее объем. Однако надо отметить, что столь детальные расчеты не всегда необходимы. В случае, если отсутствуют достоверные данные о водопотреблении города по часам суток, число расчетных режимов можно сократить путем их осреднения до нескольких характерных. При этом суточный расход города, определенный по приближенному графику, должен совпадать с фактическим.

§ 26. Поверочные расчеты системы

К поверочным расчетам следует отнести расчет системы на случай тушения пожара в час наибольшего водопотребления и расчеты сети и водоводов при допустимом снижении подачи воды в связи с авариями на отдельных участках. Эти расчеты необходимы для оценки работоспособности системы в условиях, отличных от нормальных, для выявления возможности использования в этих случаях запроектированного насосного оборудования, а также для разработки мероприятий, исключающих падение свободных напоров и снижение подачи ниже предельных значений.

Расчет системы на случай тушения пожара. При этом расчете проверяют соответствие принятых диаметров линий сети увеличенным расходам воды, пропускаемым во время тушения пожара. Если в результате расчета будет обнаружено, что линии сети работают при скоростях, отличных от экономических, то это не должно вызывать опасений, поскольку работа системы в указанном режиме непродолжительна и поэтому не оказывает заметного влияния на экономичность работы системы в целом. Однако если потери напора в трубах при пропуске увеличенных расходов возрастают настолько, что приводят к необходимости создания на насосной станции напоров, опасных для сохранности трубопроводов, то диаметры отдельных участков со значительными потерями необходимо заменить на большие. Как правило, такая замена не влечет за собой пересчета сети на случай наибольшего водопотребления. По результатам расчета сети определяют возможность использования в указанный момент выбранного ранее насосного оборудования и необходимость отключения водонапорной башни.

Число расчетных пожаров и количество воды, необходимое для пожаротушения, определяют в соответствии с требованиями СНиП. При назначении предполагаемых мест пожара следует рассматривать наиболее неблагоприятные условия работы системы. В качестве мест пожара могут быть выбраны узлы сети, наиболее удаленные от источника питания системы и имеющие максимальные геодезические отметки. Если из-за сложности рельефа трудно решить вопрос, какие узлы сети являются диктующими, необходимо провести несколько расчетов для различных мест возникновения пожара.

В настоящее время в подавляющем большинстве случаев применяют системы пожаротушения низкого давления. При этом требует-

ся, чтобы в момент пожара напоры во всех узлах сети были не менее 10 м.

Во всех случаях, когда противопожарный запас хранится в резервуарах чистой воды, насосная станция II подъема должна обеспечивать подачу, равную сумме потребностей на хозяйственно-питьевые нужды и пожаротушение. В случае если схемой водоснабжения предусмотрено устройство напорных регулирующих резервуаров, противопожарный запас может храниться в них. Тогда насосная станция II подъема работает при режиме, соответствующем потреблению воды городсм на хозяйственно-питьевые нужды, а противопожарный расход подается от напорной регулирующей емкости. Возможна также схема, при которой часть противопожарного запаса хранится в резервуарах чистой воды около насосной станции II подъема, а часть — в напорно-регулирующих емкостях. Выбирают ту или иную схему (при сложных системах) на основании расчетов совместной работы регулирующих емкостей с насосными станциями и водоводами, а также технико- экономического сравнения рассчитанных вариантов.

Для рассматриваемой системы наиболее целесообразным является хранение противопожарного запаса в резервуаре чистой воды. Это решение обусловливается тем, что в городе нет возвышенностей с достаточно высокими геодезическими отметками для установки напорных резервуаров. Кроме того, водоводы, соединяющие сеть с городом, имеют незначительную протяженность, в связи с чем подача насосной станцией увеличенного расхода не приведет к большому возрастанию потерь напора в них и таким образом к значительному увеличению требуемых напоров на насосной станции. При указанной схеме необходимо, чтобы во время тушения пожара в час наибольшего водопотребления насосная станция II подъема обеспечивала подачу, равную сумме расходов на хозяйственно-питьевые нужды (510 л/с) и на пожаротушение. При расчете сети принято, что в городе возможны два одновременных пожара при расходе воды на одно пожаротушение 35 л/с. Тогда суммарный расход, подаваемый насосной станцией, должен быть равен $510+2\cdot35=580$ л/с.

Поскольку принимается та же схема отбора воды, что и при увязке сети на случай наибольшего водопотребления, узловые расходы будут иметь те же значения. Так как узел *1* (см. рис. VII.2) является самым удаленным от насосной станции, а узел *3* среди наиболее удаленных имеет максимальную геодезическую отметку (11,5 м), пожарные расходы намечают в каждом из них в виде сосредоточенных расходов по 35 л/с. Значения сопротивлений линий S приняты равными сопротивлениям, определенным при увязке на случай наибольшего водопотребления (см. графу 8 табл. VII. 4). Расчет произведен по квадратичной зависимости потерь напора от расхода ($h = Sq^2$).

На рис. VII.9 указаны отборы в узлах, включая пожарные расходы, расходы воды по линиям (л/с) и потери напора в них (м), соответствующие окончательному распределению расходов. Для каждого узла приведены пьезометрическая отметка, отметка поверхности земли и свободный напор. У стрелок внутри колец даны зна-

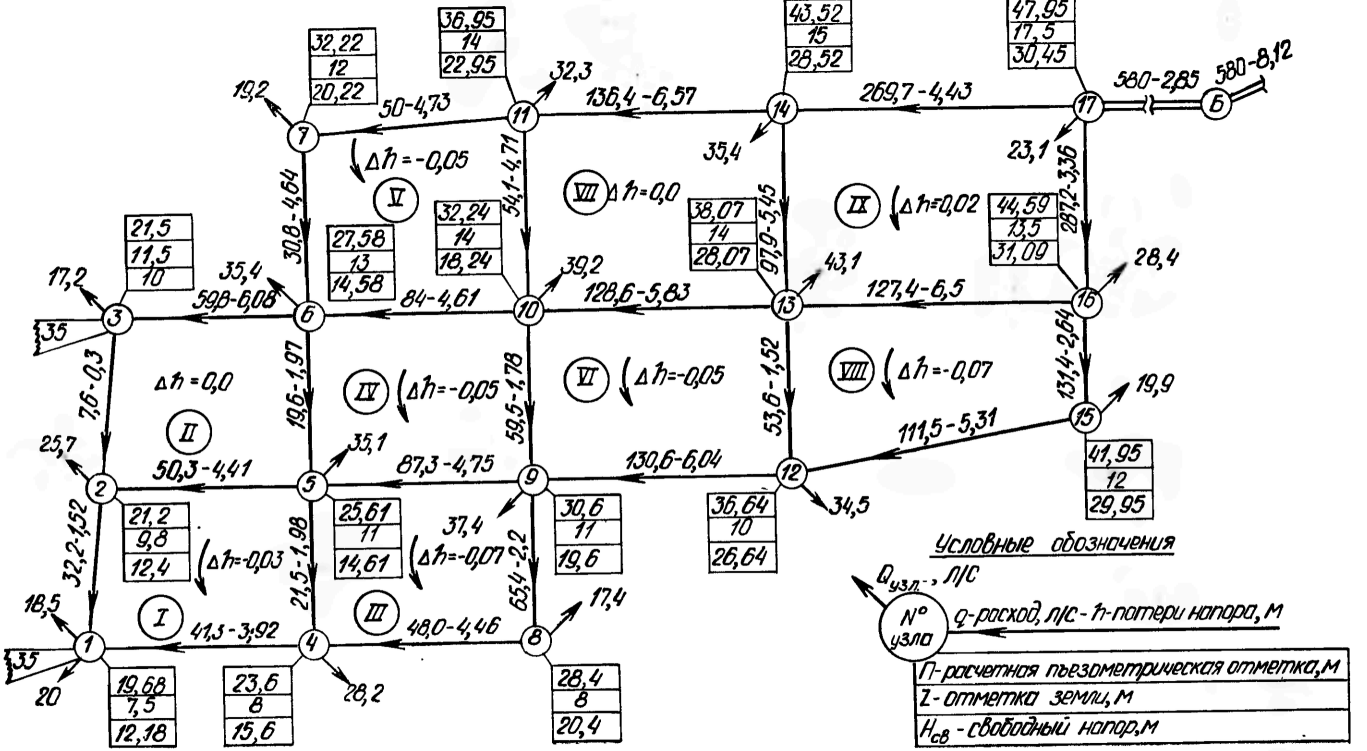

Условные обозначения
Qузл, л/с
№ узла
q-расход, л/с - h-потери напора, м
П-расчетная пьезометрическая отметка, м
Z-отметка земли, м
Hсв-свободный напор, м

Рис. VII.9

чения невязок по каждому контуру. Невязка по внешнему контуру сети равна 0,34 м. Рассмотрение результатов расчета показывает, что диктующим является узел *3*, в котором свободный напор равен 10 м. Во всех остальных узлах свободный напор $H_{св}$ больше 10 м. Используя результаты расчета, можно определить пьезометрическую отметку $П_{б.б}$ в месте расположения водонапорной башни:

$$П_{б.б} = П_з + \Sigma h,$$

где $П_з$ — пьезометрическая отметка в узле *3*; Σh — потери напора от узла *3* до башни (узла *Б*).

Для определения Σh необходимо знать потери напора в водоводах от узла *17* до башни. Потери напора на указанном участке определены по таблицам Ф. А. Шевелева [7]: $h = il = (5{,}7/1000)\ 500 = 2{,}85$ м.

Потери напора Σh определены по направлению *3—6—7—11—14—17—Б*. В соответствии с данными расчета, $\Sigma h_{3-6-7-11-14-17-Б} = 6{,}08 + 4{,}64 + 4{,}73 + 6{,}57 + 4{,}43 + 2{,}85 = 29{,}3$ м и $П_з = 21{,}5$ м. Тогда $П_{б.б} = 21{,}5 + 29{,}3 = 50{,}8$ м.

Таким образом, для обеспечения в узле *3* свободного напора не ниже 10 м необходимо, чтобы пьезометрическая отметка в месте расположения башни была не менее 50,8 м. Как было установлено ранее (см. § 25), пьезометрическая отметка, соответствующая дну бака башни, равна 49 м, т. е. меньше 50,8 м. Если пожар возникает в момент, когда уровень воды в баке находится на отметках в пределах от 50,8 до 49 м, то при неотключенной башне свободный напор в узле *3* независимо от напора, развиваемого насосной станцией, будет ниже 10 м. Это можно пояснить на примере системы, показанной на рис. VII.10. При работе системы в режиме, соответствующем нормальным условиям эксплуатации, насосная станция подает расход, равный $q_{х-п}$ при напоре $H^{х-п}_{н.с}$. В этом случае пьезометрическая линия пройдет через точки $ГA'E$. В правильно запроектированной системе положение точки A' будет изменяться в пределах высоты бака и свободный напор $H^{х-п}_{с.в}$ в узле *N* всегда будет больше требуемого или равен ему.

Если в узле *N* возник пожар, для тушения которого необходим расход $q_{пож}$, насосная станция должна подавать расход $q_{х-п} + q_{пож}$. Это приведет к увеличению потерь напора в водоводах и линиях сети по сравнению с потерями при расходе $q_{х-п}$, т. е.

$$h^{пож}_{в} + \Sigma h^{пож}_{с} > h^{х-п}_{в} + \Sigma h^{х-п}_{с}.$$

Для систем пожаротушения низкого давления требуемый свободный напор при пожаре $H^{пож}_{св}$ всегда меньше свободного напора при нормальных режимах работы $H^{х-п}_{св}$ или равен ему. Соотношение между указанными величинами влияет на положение пьезометрической линии $Д — A — B$ относительно бака башни. Если она пройдет выше башни, т. е. через точку *A*, требуемый свободный напор ($H_{св} = 10$ м) в узле *N* будет обеспечен, когда башня отключена от водоводов. В противном случае бак башни будет пополняться, и он перестанет выполнять роль регулирующей емкости. Точка *A* переместится в

точку A', в которой произойдет излом пьезометрической линии и она займет положение $Д — A' — B'$. При этом, как видно из рисунка, свободный напор в узле N станет ниже 10 м.

В рассчитываемой системе пьезометрическая линия проходит через бак, поэтому в некоторые периоды, когда отметка уровня воды в баке $П_{б.б}$ будет больше или равна 50,8 м, свободный напор в узле *3* будет не меньше 10 м, и, следовательно, отключать башню не потребуется. Во всех остальных случаях необходимо ее отключение. Но так как точно определить фактическую отметку уровня воды в баке в момент пожара затруднительно, башню следует отключать при тушении пожара

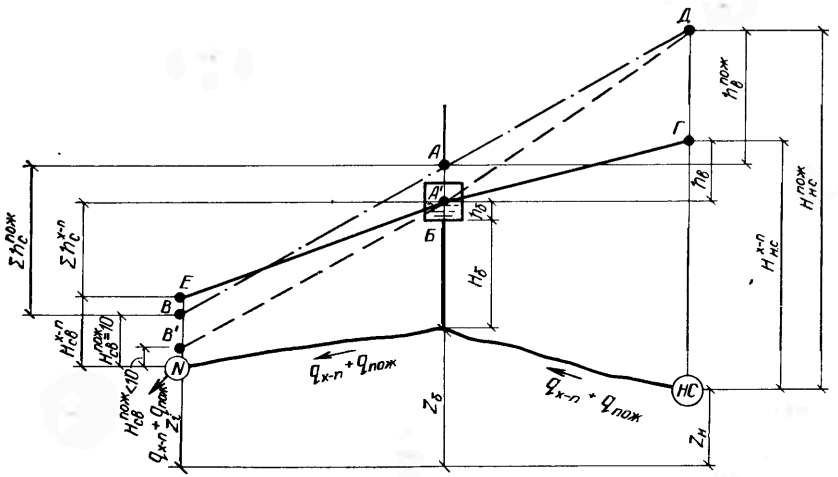


Рис. VII.10

Зная пьезометрическую отметку, соответствующую уровню воды в баке ($П_{б.б} = 50{,}8$ м), отвечающему свободному напору 10 м в диктующем узле *3*, можно определить необходимый напор на насосной станции.

Величина $z_{ст} = 9$ м, а потери напора в водоводах от насосной станции до башни $h_в = 27{,}11\, q^2 = 27{,}11 \cdot 0{,}58^2 = 9{,}12$ м.

Тогда $H_{н.с} = П_{б.б} + h_в - z_{ст} = 50{,}8 + 9{,}12 - 9 = 50{,}92$ м.

Таким образом, насосы в случае пожара должны подать расход 580 л/с при напоре не менее 50,92 м $\approx$ 51м.

Этим условиям отвечает работа четырех параллельно включенных насосов принятой ранее марки Д 500-65, что видно из приведенной на рис. VII.11 их характеристики $Q — H$.

Расчет водоводов на случай аварий на их отдельных участках. В соответствии с требованиями СНиП в случае выключения из работы одного из водоводов или его участка общую подачу воды на хозяйственно-питьевые нужды допускается снижать не более чем на 30 % расчетного расхода. Очевидно, что за расчетный расход должен приниматься расход города в час наибольшего водопотребления.

Поскольку в рассчитываемой системе башня расположена в начале сети, свободные напоры в узлах определяются уровнем воды в баке. В связи с этим авария на водоводе не вызовет падения свободных напоров и снижения подачи воды в город в течение некоторого периода времени, пока ее недостаток будет компенсироваться срабатыванием объема регулирующей емкости. В момент, когда бак водонапорной башни станет пустым, в городе начнет наблюдаться дефицит в воде и свободные напоры будут ниже требуемых. В соответствии с указаниями СНиП, свободный напор в критической точке сети в указанный период времени не должен быть ниже 10 м.

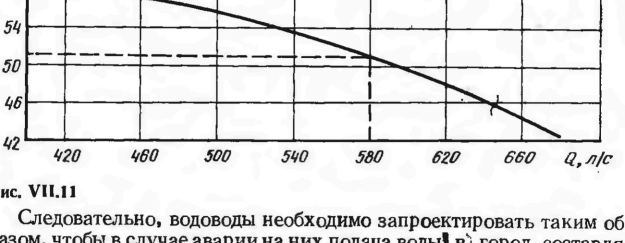


Рис. VII.11

Следовательно, водоводы необходимо запроектировать таким образом, чтобы в случае аварии на них подача воды в город составляла не менее 70% потребности в час наибольшего водопотребления, а свободный напор в критической точке был не ниже 10 м.

С этой целью необходимо, отключив один водовод, провести расчет совместной работы сети и насосной станции при указанном водопотреблении города. Если будет выявлено, что свободный напор в критической точке меньше 10 м, необходимо устройство переключений, позволяющих разбить водоводы на отдельные участки и выключать при аварии только поврежденный участок. Это приведет к менее резкому возрастанию потерь напора в водоводах, а следовательно, даст возможность значительно уменьшить снижение подачи воды. Затем расчет повторяют при отключенном участке, на котором предполагается авария, и сравнивают полученные свободные напоры с допустимыми. Если вновь окажется, что в некоторых узлах свободные напоры меньше 10 м, то следует предусмотреть дополнительные переключения и т.д.

Для уменьшения числа расчетов, связанных с увязкой системы, число переключений можно определить приближенно, уточняя его в дальнейшем в случае необходимости. При использовании упрощенных методов должна быть уверенность, что будет гарантировано выполнение требований СНиП.

Для рассматриваемой системы указанные требования гарантируются, если насосы при подаче 70% расхода в час наибольшего водопотребления будут развивать напор, при котором пьезометрическая отметка в месте установки башни больше отметки дна бака башни ($\Pi_б$=49 м) или равна ей. Тогда свободные напоры в любой точке сети будут не ниже, чем при нормаль-

ной работе системы ($H_{св} = 20$ м). Это может привести к увеличению числа переключений по сравнению с фактически требуемым. В случае необходимости оно может быть уточнено путем дополнительных расчетов совместной работы насосной станции, сети и водоводов. Между пьезометрическими отметками, соответствующими напору насосной станции $П_{н.с}$ и уровню воды в баке $П_{б.б}$, существует зависимость: $П_{н.с} = П_{б.б} + h_в$.

В час наибольшего водопотребления — в период от 18 до 19 ч (см. табл. VII.8) — город расходует 0,51 м³/с. При этом в случае аварии на водоводе подача насосной станции должна быть равна $q_в = 0{,}7 \cdot 0{,}51 = 0{,}357$ м³/с. В соответствии с характеристикой $Q — H$ (см. рис. VII.6), указанный расход могут подать три насоса.

Пьезометрическая отметка, соответствующая напору трех параллельно работающих насосов (см. § 25), выражается зависимостью: $П_{н.с} = 75{,}88 — 89{,}5\ q^2$ (здесь q в м³/с).

В соответствии с формулой, приведенной в § 25, $П_{б.б} = П_б^0 + S_б q$.

Предполагается, что бак полностью сработан и $П_{б.б} = П_б^0 = 49$ м. Это — пьезометрическая отметка, на которую должно быть подано требуемое количество воды.

Потери напора в водоводах вычисляют по формуле: $h_в = S_{экв} q^2$, где $S_{экв}$ — эквивалентное сопротивление водоводов.

Если в формулу $П_{н.с} = П_{б.б} + h_в$ подставить числовые значения входящих в нее величин, то, зная допустимый аварийный расход $q_а = 0{,}357$ м³/с, можно найти сопротивление $S^а_{экв}$, при котором свободные напоры $H_{св}$ во всех узлах сети будут не менее 20 м:

$$75{,}88 — 89{,}5 \cdot 0{,}357^2 = 49 + S^а_{экв} \cdot 0{,}357^2, \text{ или } S^а_{экв} = 121{,}43.$$

Сопротивление одного водовода $S = s_0 l = 0{,}06778 \cdot 1600 = 108{,}44$ Поскольку эта величина меньше, чем определенная (121,43), то очевидно, что в случае аварии на одном из водоводов подача необходимого количества воды (0,357 м³/с) под напором, обеспечивающим во всех узлах требуемый свободный напор, может быть осуществлена тремя насосами по другому неповрежденному водоводу и, следовательно, никаких переключений предусматривать не требуется. Если бы величина $S^а_{экв}$ оказалась меньше сопротивления одной линии водовода S, необходимо было бы устройство переключений.

Для системы из двух водоводов диаметром d и длиной l число переключений может быть найдено весьма просто. Если на водоводах предусмотрено устройство n переключений, то на каждом из водоводов будем иметь $n + 1$ участков. Сопротивление двух параллельно включенных участков может быть выражено через эквивалентное $S_{экв} = S_0 l_i/4$, где s_0 — удельное сопротивление трубопровода; l_i — длина участка.

При аварии на одном из участков n участков будет иметь сопротивление $S_0 l_i/4$ и лишь один участок, где произошла авария, будет характеризоваться сопротивлением $s_0 l_i$. Тогда потери напора в каждом из участков с сопротивлением $s_0 l_i/4$ равны: $h_i = (S_0 l_i/4) \times q^2$, а на участке, имеющем повреждение, $h_i = S_0 l_i q^2$. Полные потери

напора в водоводах при аварии равны сумме потерь напора во всех участках:

$$\sum_{1}^{n+1} h_i = n\,(s_0 l_i/4)\; q^2 + s_0 l_i\, q^2.$$

Зная допустимое эквивалентное сопротивление при аварии $S^{\text{а}}_{\text{экв}}$, потери напора в водоводах можно выразить как $h_{\text{в}} = S^{\text{а}}_{\text{экв}} q^2$.

Очевидно, что $\sum_{1}^{n+1} h_i = h_{\text{в}}$ и

$$S^{\text{а}}_{\text{экв}}\, q^2 = n\,(s_0 l_i/4)\; q^2 + s_0 l_i\, q^2.$$

Если принять расстояния между переключениями одинаковые, то длина каждого участка $l_i = l/(n+1)$. Тогда приведенное выше равенство примет вид:

$$S^{\text{а}}_{\text{экв}}\, q^2 = n\,\frac{s_0 l}{4}\,\frac{1}{n+1}\, q^2 + s_0 l\,\frac{1}{n+1}\, q^2.$$

Величина $s_0 l$ есть сопротивление S одного водовода при нормальной его работе.

Произведя замену $s_0 l$ на S, получим

$$S^{\text{а}}_{\text{экв}}\, q^2 = \frac{nS}{4}\,\frac{1}{n+1}\, q^2 + S\,\frac{1}{n+1}\, q^2.$$

Разделив обе части этого равенства на q^2 и произведя соответствующие преобразования, получим формулу для определения числа переключений:

$$n = \frac{4\left(1 - S^{\text{в}}_{\text{экв}}/S\right)}{4S^{\text{а}}_{\text{экв}}/S - 1}.$$

Расчеты сети на случай аварий на отдельных участках. В соответствии с рекомендациями СНиП следует проверить работоспособность системы при аварии на сети. В случае аварии на одной из линий сети необходимо, чтобы в диктующей точке свободный напор был не меньше 10 м, а подача воды на хозяйственно-питьевые нужды города снижалась не более чем на 30%. Очевидно, что если указанные требования будут выполняться при наиболее нагруженном режиме работы системы, то при всех других режимах, когда потери напора в сети меньше, их выполнение будет гарантировано. Этот режим, как уже указывалось, будет в час наибольшего водопотребления, т. е. от 18 до 19 ч.

Чтобы выявить истинную картину работы системы при аварии, необходимо провести соответствующие расчеты. При этом предполагается, что для каждого варианта расчета авария возможна лишь на одном участке сети. В проведении расчетов на все случаи поочередного отключения линий сети нет необходимости. Это объясняется тем, что разные участки сети транспортируют различные расходы и выполняют различные функции. Так, не требуется рассмотрение вариантов аварии на малонагруженных перемычках, поскольку в этих случаях значительных изменений потокораспределения не

произойдет, и потери напора в линиях останутся приблизительно теми же. Очевидно, что расчеты должны быть проведены при авариях на линиях, отключение которых приведет к наиболее неблагоприятным условиям работы системы. Они возникнут, если выключить участки сети, по которым при нормальной работе протекают значительные расходы воды. К таким участкам в первую очередь следует отнести магистрали. Повреждение на одном из участков магистрали приведет к увеличению потерь напора в других линиях, работавших параллельно с отключенным, вследствие транспортирования по ним увеличенных расходов.

Последствия аварии наиболее остро будут испытывать потребители, которые питаются от района сети, расположенного за местом повреждения, так как повышение потерь напора в линиях, транспортирующих увеличенные расходы, может привести к значительному снижению напоров в узлах этого района. Потребители, расположенные между поврежденным участком и источником питания, испытывать недостатка в воде практически не будут благодаря тому, что условия работы сети этого района близки к нормальным.

Для правильного нахождения потокораспределения, потерь напора в линиях и напоров в узлах узловые расходы $Q_{узл}$ следует рассматривать при этих расчетах, в отличие от расчетов при нормальных режимах работ, как функцию от напора, т. е. как нефиксированные. Рассмотрение всех узловых расходов сети в качестве нефиксированных практически не представляется возможным, поэтому необходимо наметить несколько характерных диктующих узлов в различных районах, расходы в которых заданы в виде аналитической зависимости $Q_{узл} = f(H)$, и провести необходимые расчеты с учетом их характеристик. Однако из-за большого объема вычислительных операций даже такое упрощение в большинстве случаев практически не позволяет провести эти расчеты без применения ЭВМ.

Ручным способом фактически возможно проведение лишь ориентировочных расчетов, при которых узловые расходы рассматриваются как фиксированные. Наиболее прост расчет, проводимый из предположения, что узловые расходы изменяются пропорционально подаче воды от источника питания. Результаты таких расчетов позволяют ориентировочно проанализировать условия работы системы при аварии, последствия, к которым она приведет, и наметить необходимые мероприятия для удовлетворения указанных требований.

Для рассматриваемой системы принято, что аварии могут происходить поочередно на магистральных линиях *14—17*; *10—13*; *5—9* и *2—5*. Как показывают предыдущие расчеты (см. рис. VII.4), по этим линиям транспортируются значительные расходы воды. Выключение той или другой из названных линий может привести к существенному изменению потокораспределения и возрастанию потерь напора на участках с увеличенными расходами воды. Узловые расходы $Q^{а}_{узл}$ вычислены путем умножения расходов $Q_{узл}$ для случая наибольшего водопотребления (см. рис. VII.4) на коэффициент K, определяющий допустимое снижение подачи воды городу в момент аварии по отношению к водопотреблению при нормальном режиме

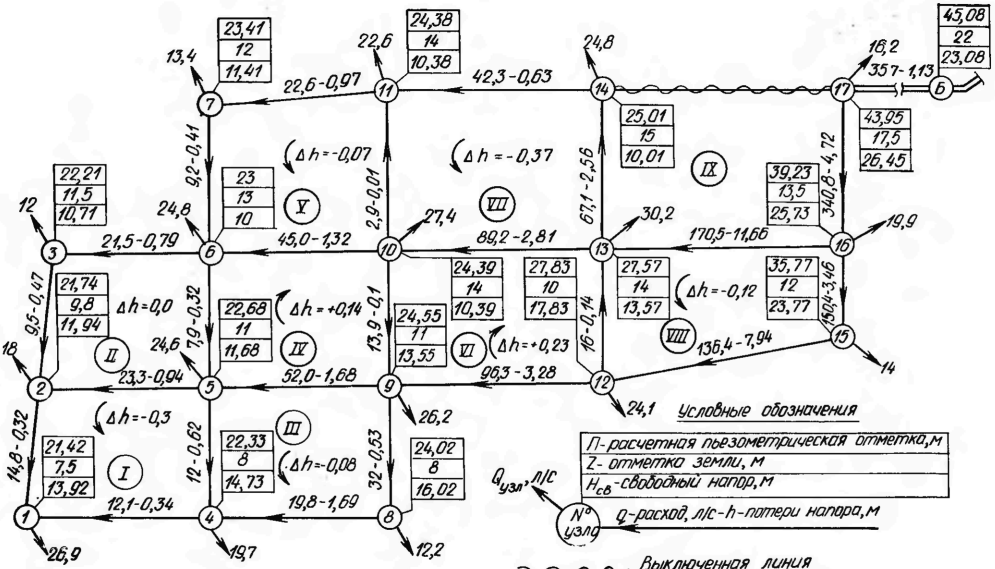

23,41
12
11,41
22,6
24,38
14
10,38
24,8
45,08
22
23,08
16,2
357-1,13
Б
13,4
22,6-0,97
42,3-0,63
7
11
14
17
25,01
15
10,01
43,95
17,5
26,45
9,2-0,41
Δh=-0,07
Δh=-0,37
IX
340,8-4,72
22,21
11,5
10,71
23
13
10
V
VII
39,23
13,5
25,73
12
24,8
27,4
67,1-2,56
30,2
19,9
21,5-0,79
45,0-1,32
2,9-0,01
89,2-2,81
170,5-11,66
3
6
10
13
16
24,39
14
10,39
27,83
10
17,83
27,57
14
13,57
35,77
12
23,77
21,74
9,8
11,94
Δh=0,0
22,68
11
11,68
Δh=+0,14
24,55
11
13,55
Δh=+0,23
Δh=-0,12
9,5-0,47
1,9-0,32
13,9-0,1
16-0,14
150,4-3,46
VIII
18
24,6
II
IV
VI
136,4-7,94
15
14
23,3-0,94
52,0-1,68
96,3-3,28
2
5
9
12
24,1
Условные обозначения
26,2
Δh=-0,3
14,8-0,32
21,42
7,5
13,92
I
22,33
8
14,73
III
Δh=-0,08
24,02
8
16,02
12-0,62
32-0,53
П-расчетная пьезометрическая отметка,м
Z- отметка земли, м
$H_{св}$-свободный напор,м
$Q_{узл}$, л/с
12,1-0,34
19,8-1,69
1
4
8
N° узла
q-расход, л/с-h-потери напора,м
26,9
19,7
12,2
Выключенная линия
(аварийная)

Рис. VII.12

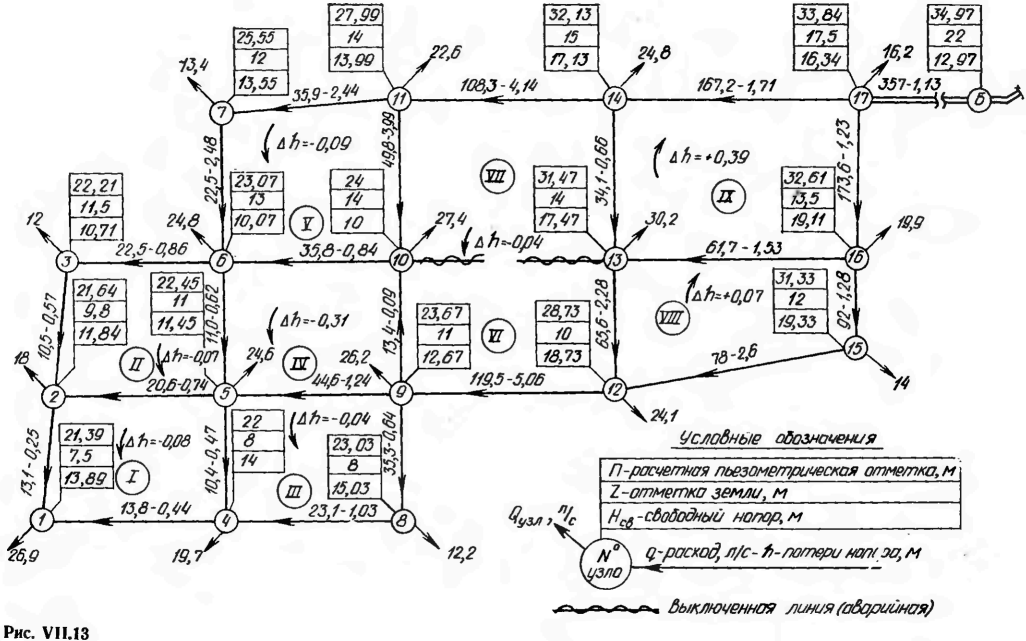

Условные обозначения
П-расчетная пьезометрическая отметка, м
Z-отметка земли, м
$H_{св}$-свободный напор, м
$Q_{узл}$, л/с
N^{o} узла
q-расход, л/с-h-потери напора, м
Выключенная линия (аварийная)
Δh=-0,09
Δh=+0,39
Δh=-0,04
Δh=-0,31
Δh=+0,07
Δh=-0,07
Δh=-0,08
Δh=-0,04
35,9-2,44
108,3-4,14
167,2-1,71
357-1,13
22,5-2,48
49,8-3,99
34,1-0,66
173,6-1,23
22,5-0,86
35,8-0,84
61,7-1,53
10,5-0,57
11,0-0,62
13,4-0,09
63,6-2,28
92-1,28
20,6-0,74
44,6-1,24
119,5-5,06
78-2,6
13,1-0,25
10,4-0,47
35,3-0,64
13,8-0,44
23,1-1,03
I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII
IX

Рис. VII.13

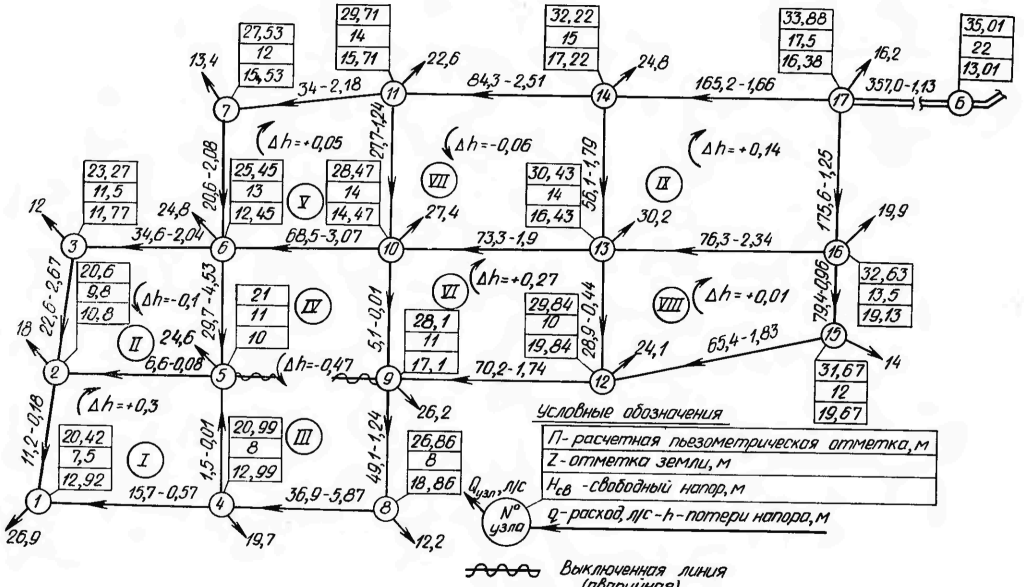

Условные обозначения
П- расчетная пьезометрическая отметка, м
Z- отметка земли, м
$H_{св}$ -свободный напор, м
q- расход, л/с -h- потери напора, м
$Q_{узл}$, л/с
№ узла
Выключенная линия (аварийная)
I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII

Рис. VII.14

Рис. VII.15

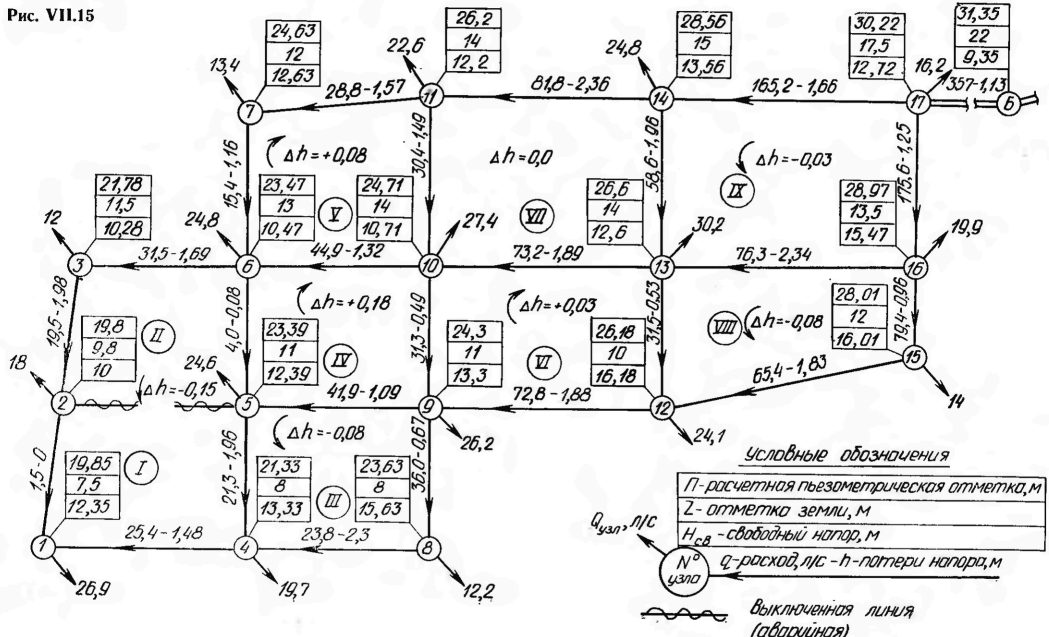

24,63
12
12,63
26,2
14
12,2
28,56
15
13,56
30,22
17,5
12,72
31,35
22
9,35
13,4
22,6
24,8
16,2
28,8-1,57
81,8-2,36
165,2-1,66
35,7-1,13
Δh=+0,08
Δh=0,0
Δh=-0,03
15,4-1,16
30,4-1,49
58,6-1,96
175,6-1,25
21,78
11,5
10,28
23,47
13
10,47
24,71
14
10,71
26,6
14
12,6
28,97
13,5
15,47
12
24,8
27,4
30,2
19,9
31,5-1,69
44,9-1,32
73,2-1,89
76,3-2,34
19,5-1,98
4,0-0,08
31,3-0,49
31,5-0,53
19,4-0,96
19,8
9,8
10
23,39
11
12,39
24,3
11
13,3
26,18
10
16,18
28,01
12
16,01
Δh=+0,18
Δh=+0,03
Δh=-0,08
18
24,6
65,4-1,83
Δh=-0,15
41,9-1,09
72,8-1,88
14
1,5-0
21,3-1,96
35,0-0,67
19,85
7,5
12,35
21,33
8
13,33
23,63
8
15,63
Δh=-0,08
26,2
24,1
25,4-1,48
23,8-2,3
26,9
19,7
12,2
Условные обозначения
П-расчетная пьезометрическая отметка, м
Z-отметка земли, м
$H_{св}$-свободный напор, м
q-расход, л/с - h-потери напора, м
$q_{узл}$, л/с
№ узла
Выключенная линия (аварийная)

Таблица VII.9

Выключенная линия	№ диктующей точки	$П_i$	Σh	$П_{б.б}$
		м		
14—17	*6*	23	22,08	45,08
10—13	*10*	24	10,97	34,97
5—9	*5*	21	14,01	35,01
2—5	*2*	19,8	11,55	31,35

работы. Как уже указывалось, при аварии подача воды в город $Q^а$ может быть снижена не более чем на 30%, т. е. $Q^а = 0{,}7\ Q = 0{,}7 \times 510 = 357$ **л/с, следовательно,** $K = 0{,}7$. Сопротивления линий при этих расчетах взяты равными сопротивлениям, определенным при расчете на час наибольшего водопотребления (см. табл. VII.4), а потери напора определены по квадратичной зависимости $h = Sq^2$.

Результаты расчета приведены на рис. VII.12—VII. 15. Для каждой линии сети указаны расход q, л/с, и потери напора h, м. В каждом узле даны расчетная пьезометрическая отметка $П$, м, отметка поверхности земли z, м, и свободный напор $H_{св}$. Пьезометрическая отметка в месте расположения башни определена из условия обеспечения в диктующей (критической) точке свободного напора, равного 10 м.

В табл. VII.9 приведены пьезометрические отметки диктующих точек $П_i$, потери напора Σh на пути от диктующих точек до башни, а также пьезометрические отметки в месте расположения башни $П_{б.б}$.

Как видно из приведенных данных, наибольшая пьезометрическая отметка в месте расположения башни, необходимая для обеспечения подачи 357 л/с при свободном напоре в критической точке 10 м, соответствует случаю аварии на линии *14—17*, примыкающей к водоводам. В случае, если весь расход, равный 357 л/с, будет подаваться насосной станцией (башня отключена), потери напора в водоводах составят

$$h_в = 27{,}11q^2 = 27{,}11 \cdot 0{,}357 = 3{,}44 \text{ м}.$$

Тогда напор на насосной станции, нужный для обеспечения указанной выше пьезометрической отметки в точке *Б*, будет равен

$$H_{н.с} = П_{б.б} + h_в - z_{ст} = 45{,}08 + 3{,}44 - 9 = 39{,}53 \text{ м}.$$

По характеристике Q — H трех параллельно работающих насосов (см. рис. VII.6) можно установить, что аварийный расход 357 л/с насосы могут подавать при напорах, значительно больших минимально требуемых (39,53 м). Таким образом, аварии на отдельных линиях сети не приведут к уменьшению подачи воды и свободных напоров ниже требуемых и каких-либо мероприятий по повышению надежности работы системы предусматривать не нужно.

ГЛАВА VIII
ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СИСТЕМ С КОНТРРЕЗЕРВУАРОМ

§ 27. Методы расчета систем подачи и распределения воды с учетом совместной работы водопитателей и нефиксированных отборов

В данной главе рассмотрены системы, в которых суммарное число водопитателей и нефиксированных отборов равно двум, т. е. системы, имеющие или два водопитателя, или один водопитатель и один нефиксированный отбор.

Водопитатель (насосная станция или напорный резервуар) подает в систему некоторый «нефиксированный приток» воды. При этом в каждый момент работы такой системы алгебраическая сумма подач водопитателей (или водопитателя и нефиксированного отбора) равна сумме фиксированных (узловых) отборов воды из сети ΣQ_i.

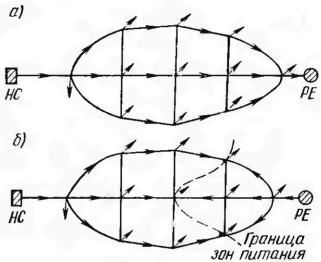


Рис. VIII.1

Напорно-регулирующие емкости (*РЕ*) — башни, резервуары, расположенные на возвышенных отметках местности, — могут как подавать воду в сеть, так и принимать ее из сети (рис. VIII.1, *а*, *б*) в соответствии с графиком водопотребления. Таким образом, в одни периоды они будут водопитателями, в другие — нефиксированными отборами. К нефиксированным отборам относятся также насосные станции, забирающие воду из сети, и другие специальные отборы.

Наиболее распространенным типом рассматриваемых систем являются так называемые системы с контррезервуаром. В этих системах в момент наибольшего водопотребления сеть питается от насосов ($Q_н$) и от башни ($Q_б$), при этом

$$Q_н + Q_б = \Sigma\,(Q_i)_{макс},$$

т. е. башня работает как водопитатель.

В моменты превышения подачи воды над потреблением башня работает как нефиксированный отбор

$$Q_н = \Sigma Q_i + Q_б,$$

и вода, поступающая в башню от насосов, проходит транзитом через всю сеть.

Характерным случаем является момент наибольшего транзита воды в башню *. Часы наибольшего водопотребления и наибольше-

* В период наибольшей подачи воды насосами.

го транзита воды в башню являются, как было указано в § 10, основными расчетными случаями работы систем с контррезервуаром.

Расположение пьезометрических линий в системе для случая двустороннего питания показано схематически на рис. VIII.2, *а*, а для случая наибольшего транзита — на рис. VIII.2, *б*.

В отличие от сетей, питающихся всегда от одного водопитателя, в системах с контррезервуаром величины $Q_н$ и $Q_б$ являются неизвестными, но взаимосвязанными для каждого момента работы системы; в системах с контррезервуаром нельзя провести внутреннюю увязку сети без учета ее совместной работы с насосами и башней.

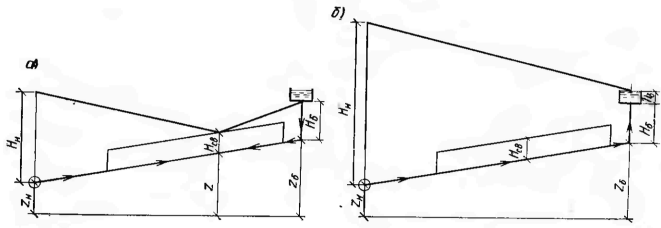
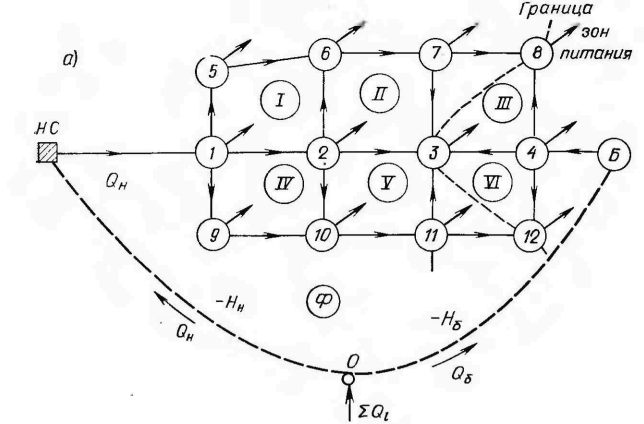


Рис. VIII.2

В системе с одним водопитателем (и без нефиксированных отборов) в любой момент ее работы подача водопитателя равна отдаче воды из сети, поэтому сеть может быть увязана при пропуске определенного заданного расхода, и в результате ее внутренней увязки могут быть найдены потери напора, по которым определяется требуемый напор насосной станции и подбираются реальные насосы. Если принятый насос дает напор больше требуемого, то это вызывает лишь некоторое изменение (увеличение) свободных напоров в сети и никак не влияет на ее увязку, т. е. на получаемые в процессе увязки истинные значения расходов воды в участках сети.

В системах с контррезервуаром движение воды в участках сети зависит от соотношения напоров и подач воды, обеспечиваемых насосами и подаваемых (или отбираемых) башней при совместной их работе. Поэтому гидравлический расчет систем с контррезервуаром следует проводить для всех расчетных случаев одновременно на внутреннюю увязку сети, т. е. нахождение истинного распределения расходов в ее участках с соблюдением второго закона Кирхгофа, и на внешнюю увязку, т. е. нахождение действительных подач воды в сеть от насосов и от башни.

Проведение операции одновременной внутренней и внешней увязки системы с контррезервуаром может быть осуществлено после того, как найдены наивыгоднейшие диаметры труб сети и намечены в результате предварительного подбора тип используемых насосов и высота водонапорной башни (контррезервуара).


а)
Граница
зон
питания
НС
Б
Ф
О
I
II
III
IV
V
VI

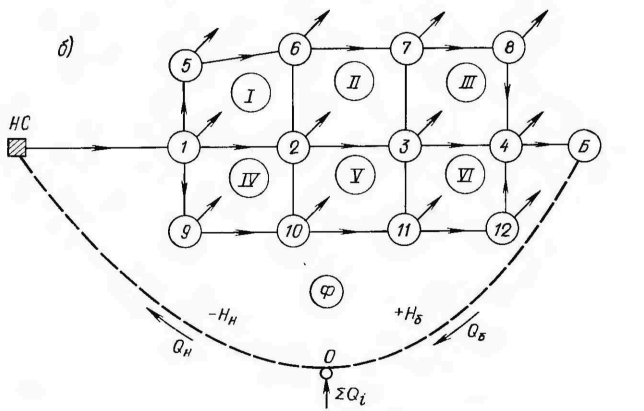
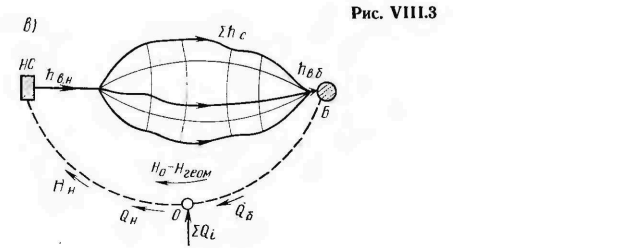

б)
НС
Б
Ф
О
I
II
III
IV
V
VI

Рис. VIII.3


в)
НС
Б
О

Последовательность и особенности проведения операций по начальному потокораспределению, а также порядок назначения диаметров для сетей с контррезервуаром были рассмотрены в гл. IV.

Проведение гидравлических расчетов систем с контррезервуаром вручную представляет собой весьма громоздкую и трудоемкую работу. Для расчета подобных систем целесообразно использовать ЭВМ, что позволяет существенно сократить время расчета и повысить его точность.

Операция одновременной внутренней и внешней увязки сети с контррезервуаром, так же как и с любым большим числом водопитателей и нефиксированных отборов, значительно упрощается при введении в реальную систему колец сети дополнительных фиктивных колец (контуров),отображающих внешние связи — связи водопитателей и нефиксированных отборов при совместной работе на данную сеть. Число фиктивных колец всегда на единицу меньше суммарного числа водопитателей и нефиксированных отборов. Таким образом, для системы с контррезервуаром требуется введение одного фиктивного кольца. Подобная расчетная схема для случая двустороннего питания сети показана на рис. VIII.3, *а*.

Фиктивное кольцо *Ф* образуется двумя фиктивными ветвями, соединяющими фиктивный узел *О* с насосной станцией и башней, и замыкается любой цепью участков сети и водоводов реальной системы, соединяющих насосную станцию с башней (например, цепью *НС — 1 — 9 — 10 — 11 — 12 — 4 — Б*). К узлу *О* подводится фиктивный расход, равный ΣQ_i, т. е. сумма фиксированных отборов воды из сети. От узла *О* к насосной станции направляется расход $Q_н$ (пока неизвестный). От этого же узла к башне направляется расход $Q_б$, равный подаче воды в сеть из башни. Для случая транзита воды в башню (см. рис. VIII.3, *б*) расход $Q_б$ направляется от башни к узлу *О*. Следовательно, баланс расходов в фиктивном узле для случая двустороннего питания сети имеет вид: $Q_н + Q_б = \Sigma Q_i$ и для случая транзита воды в башню: $Q_б + \Sigma Q_i = Q_н$.

Фиктивные линии не имеют сопротивлений, но им условно присваивают напоры, соответствующие напорам, создаваемым насосами и башней. Фиктивной линии *О — НС* присваивают напор $H_н$ (всегда со знаком минус), так как соответствующий расход $Q_н$ отходит от узла *О*. Фиктивной линии *О — Б* присваивают напор $H_б$ со знаком минус для случая двустороннего питания сети и со знаком плюс для случая транзита воды в башню. Обход всего фиктивного кольца позволяет составить уравнение, связывающее $H_н$ и $H_б$ через суммарные потери напора в сети.

Для расчета системы и определения истинных значений $Q_н$ и $Q_б$, а также всех расходов в участках сети q_{ik} величины $H_н$ и $H_б$ должны быть выражены через расходы по их приходно-расходным характеристикам. Величина $H_н = H_0 - S_н Q_н^β$, где H_0 $S_н$ и β соответствуют характеристике намеченных для использования насосов; величина $H_б$ = const, так как она не зависит от расхода (задается после предварительного расчета). Таким образом, мы получаем сеть из *n* реальных колец и одного фиктивного. Увязка этой сети позволяет определить численные значения расходов $Q_н$, $Q_б$ и q_{ik}.

Увязка системы может быть проведена по любому методу, в частности по методу Лобачева — Кросса. В каждой итерации определяются невязки Δh_l и поправочные расходы Δq_l.

При обходе фиктивного кольца по часовой стрелке, начиная с насосной станции, получим следующие уравнения:

а) для случая двустороннего питания сети — от насосов и от башни (расчетный случай наибольшего водопотребления)

$$-(H_н+z_н)+h_{в.н}+\Sigma h_с-h_{в.б}-[-(H_б+z_б)]=\pm\Delta h_ф,$$

или

$$-(H_н+z_н)+h_{в.н}+\Sigma h_с-h_{в.б}+H_б+z_б=\pm\Delta h_ф; \qquad \text{(VIII.1)}$$

б) для случая транзита воды в башню

$$-(H_н+z_н)+h_{в.н}+\Sigma h_с+h_{в.б}+H_б+z_б=\pm\Delta h_ф, \qquad \text{(VIII.2)}$$

где $h_{в.н}$ и $h_{в.б}$ — потери напора в водоводах соответственно от насосной станции до сети и от сети до башни; $\Sigma h_с$ — алгебраическая сумма потерь напора в сети от начальной до конечной точки; $\Delta h_ф$ — невязка напоров в фиктивном кольце; для увязанной системы $\Delta h_ф = 0$.

Подставив в эти уравнения вместо $H_н$ его выражение по формуле $H_н = H_0 - S_н Q_н^2$, где $S_н$ — гидравлическое сопротивление насоса, а $S_н Q_н^2 = h_н$, и переменив знаки, получим:

$$H_0+z_н-(h_н+h_{в.н}+\Sigma h_с-h_{в.б})-H_б-z_б=\pm\Delta h_ф; \qquad \text{(VIII.1a)}$$

$$H_0+z_н-(h_н+h_{в.н}+\Sigma h_с+h_{в.б})-H_б-z_б=\pm\Delta h_ф. \qquad \text{(VIII.2a)}$$

Выражения в скобках в этих уравнениях представляют собой алгебраические суммы потерь напора, включая потери в самом насосе, в водоводах и в сети, т. е. все величины, зависящие от расходов, проходящих по названным элементам системы. Величины $H_0 + z_н$ и $-H_б - z_б$ от расходов не зависят и являются постоянными при выбранных насосах и назначенной высоте водонапорной башни. Отделяя постоянные величины от переменных (при изменении расходов), можно уравнения (VIII.1а) и (VIII.2а) записать в такой форме

$$(H_0+z_н-H_б-z_б)-\Sigma h_{сист}=\pm\Delta h_ф,$$

или

$$(H_0-H_{геом})-\Sigma h_{сист}=\pm\Delta h_ф, \qquad \text{(VIII.3)}$$

где $H_{геом} = H_б + z_б - z_н$ — полная геометрическая высота подъема воды; $\Sigma h_{сист}$ — алгебраическая сумма потерь напора во всех элементах системы подачи воды.

Практический смысл проведенных преобразований формулы для определения увязочного расхода в фиктивном кольце заключается в том, что в полученной формуле выделена величина $H_0 - H_{геом}$, остающаяся постоянной в течение всего процесса внешней увязки, в то время как величина $\Sigma h_{сист}$ будет изменяться при каждом перераспределении расходов.

При увязке сети методом Андрияшева можно принимать для фиктивной ветви фиктивного кольца постоянную величину $H_0 - H_{геом}$ (рис. VIII.3, *в*). Поправочный расход в фиктивном кольце определяют при этом по найденным невязкам методами, изложенными в § 22.

При расчете системы по методу Лобачева — Кросса поправочный расход в фиктивном кольце может быть найден по формуле того же вида, как и для обычных колец сети:

$$\Delta q_{\Phi} = -\frac{\Delta h_{\Phi}}{\beta \Sigma (S_{ik} q_{ik})_{\Phi}} . \qquad \text{(VIII.4)}$$

Достижение увязки как фиктивного, так и реальных колец свидетельствует, что найдены действительные расходы воды насосов и башни (подача и отборы), а также их распределение по участкам сети, т. е. значения действительных линейных расходов.

В § 28 дан алгоритм одновременной внутренней и внешней увязки сети, в § 29—пример расчета сети вручную (по методу Андрияшева) и в § 56 — пример расчета сети на ЭВМ.

§ 28. Алгоритм расчета кольцевой сети с контррезервуаром

Задано: конфигурация сети, места расположения башни и насосной станции, геодезические отметки всех узлов системы, величины фиксированных узловых отборов для расчетных случаев, требуемые (и допустимые) свободные напоры в сети (в критических точках), график водопотребления.

Расчетные случаи:

а) час наибольшего водопотребления;

б) час наибольшего превышения подачи воды в сеть насосами над водопотреблением (час наибольшего транзита воды в башню);

в) тушение пожара в час наибольшего водопотребления;

г) работа системы при выключении отдельных (выбранных) участков магистралей на время ликвидации аварий.

Случаи «а» и «б» являются основными, остальные —поверочными.

Требуется определить диаметры и потери напора для всех линий сети и водоводов, свободные напоры в узлах системы для всех выбранных расчетных случаев, высоту водонапорной башни (или отметку дна напорного резервуара), объем и высоту бака (резервуара), параметры наиболее подходящих, изготовляемых промышленностью, насосов станции II подъема (тип, подачу, напор, число), действительную подачу воды насосами путем расчета системы на совместную работу ее элементов, подачу и отбор воды башней для основных расчетных случаев.

Операции:

I — намечают в соответствии с заданным графиком водопотребления в течение расчетных суток рациональный график подачи воды насосами, число насосов, их подачу и периоды работы. По совмещенному графику подачи и потребления предварительно определяют величины наибольшего транзита воды в башню и наибольшего поступления воды из башни в сеть в часы наибольшего водопотребления. Одновременно намечают требуемый объем бака башни;

II — назначают начальное распределение потоков воды по линиям сети для обоих основных расчетных случаев с удовлетворением (точным или приближенным) первого закона Кирхгофа и основных

требований надежности (взаимозаменяемости транзитных магистралей при авариях); намечают вероятное расположение границы зон питания (от насосов и от башни) для момента наибольшего водопотребления;

III — определяют диаметры линий сети, принимая за основной расчетный случай наибольший транзит воды в башню и намечая для этого случая схему распределения коэффициентов x_{ik} (фиктивных расходов) по линиям транзитных магистралей и другим нагруженным линиям сети (см. гл. IV);

IV — вычисляют приведенные расходы q'_{ik} по формуле (IV.6), принимая за q_{ik} расходы в участках при работе сети в часы наибольшего транзита;

V — находят диаметры труб участков сети d_{ik} и водоводов:

а) для транзитных магистралей и других нагруженных линий — по полученным приведенным расходам, т. е. экономически наивыгоднейшие диаметры (с использованием таблиц предельных экономических расходов);

б) для малонагруженных линий и перемычек — по условиям их работы в периоды аварий и по конструктивным соображениям;

VI — определяют по найденным диаметрам d_{ik} и по известным длинам l_{ik} линий сети и водоводов удельные s_0 и полные $S = s_0 l$ гидравлические сопротивления участков;

VII — проводят предварительный гидравлический расчет сети (внутреннюю и внешнюю увязку) для обоих основных расчетных случаев: максимального водопотребления и максимального транзита *. Для каждого из расчетных случаев определяют потери напора в участках $h_{ik} = S_{ik} q_{ik}^2$ в соответствии с расходами q_{ik}, принятыми при начальном потокораспределении, и величины невязок в кольцах сети; производят в первом приближении увязку колец; определяют суммарные потери в сети от башни до насосов (на случай наибольшего транзита) и от границы зон питания до насосов и до башни, расчетные пьезометрические отметки, соответствующие дну и верху бака башни $H_б$ и напору насосов для обоих расчетных случаев;

VIII — подбирают возможные для использования в данной системе типы насосов и определяют их характеристики $Q — H$ (выраженные графически или аналитически). В результате подбора насосов может потребоваться внесение коррективов в суточный график работы насосной станции путем изменения числа одновременно работающих насосов;

IX — проводят окончательный гидравлический расчет сети, включающий ее внутреннюю и внешнюю увязку, т. е. определение действительных подач и напоров насосов при их совместной работе с башней (при данной сети). Для многокольцевых сетей этот расчет

---

* Если начальное потокораспределение было осуществлено с соблюдением первого закона Кирхгофа, полученные значения расходов в участках могут быть приняты за начальные значения q^0_{ik} при увязке сети. В противном случае необходимо принять новое распределение расходов с обеспечением баланса в узлах ($\Sigma Q_i = 0$).

может быть практически выполнен только при использовании ЭВМ. В результате расчета получаются для обоих расчетных случаев истинные значения расходов воды в участках и соответствующие потери напора, а также истинные параметры (Q и H) работы насосов и башни;

X — корректируют свободные напоры в узлах сети;

XI — проводят поверочные расчеты системы на работу при тушении пожара в часы наибольшего водопотребления, а также на случай возможных аварий на магистральной сети.

§ 29. Расчет сети городского водопровода с контррезервуаром

Рассматриваемая сеть представлена на рис. VIII.4. Площадь застройки города составляет 500 га. Расчетная плотность населения— 180 чел/га. Расход воды на хозяйственно-питьевые нужды — 250 л/чел в сутки среднего водопотребления. Коэффициент суточной неравномерности водопотребления $K_{сут} = 1{,}2$. Расчетное число жителей $N = 180 \cdot 500 = 90$ тыс. чел.

Определение расчетных расходов воды. Максимальный суточный расход воды на хозяйственно-питьевые нужды населения $Q_{макс} = K_{сут} qN = 0{,}001 \cdot 1{,}2 \cdot 250 \cdot 90\,000 = 27\,000$ м³/сут.

Количество воды, расходуемой на нужды местной промышленности, обслуживающей население, и на непредвиденные нужды, составляет 8,9%, или округленно — 9% $Q_{макс}$, т. е. примерно 2400 м³/сут.

Условно примем, что из городского водопровода получают воду два промышленных предприятия: предприятие № 1 с суточным расходом 3600 м³/сут и предприятие № 2 с суточным расходом 1200 м³/сут.

Расход воды на поливку улиц и зеленых насаждений из городского водопровода не предусматривается.

Суммируя суточные расходы всех перечисленных категорий потребителей, получим максимальный суточный расход воды в городе:

$$\Sigma Q_{макс} = 27\,000 + 2400 + 3600 + 1200 = 34\,200 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

В СНиП II-31-74 коэффициент часовой неравномерности водопотребления определяется как произведение двух коэффициентов: коэффициента α, учитывающего степень благоустройства зданий, и коэффициента β, зависящего от числа жителей (см. гл. I). Для рассматриваемого города, согласно нормам, могут быть приняты следующие коэффициенты часовой неравномерности:

$$K_{ч.макс} = \alpha_{макс}\beta_{макс} = 1{,}3 \cdot 1{,}1 = 1{,}43;$$

$$K_{ч.мин} = \alpha_{мин}\beta_{мин} = 0{,}5 \cdot 0{,}7 = 0{,}35.$$

Тогда максимальный часовой расход на хозяйственно-питьевые нужды населения $q_{макс} = K_{ч.макс} Q_{макс}/24 = 1{,}43 \cdot 27\,000/24 = 1600$ м³/ч и максимальный секундный расход: $q_{х-п} = 1600 \cdot 10^3/3600 = 448$ л/с.

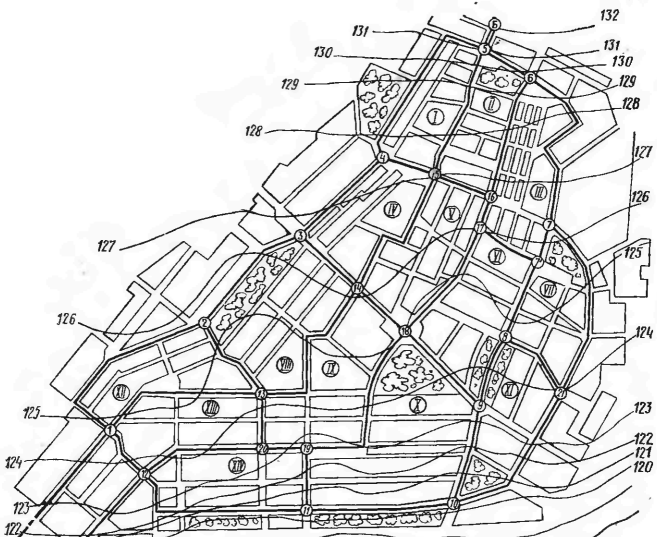


Рис. VIII.4

Рас ходование воды предприятиями предполагается равномерны в течение суток. Тогда часовой расход воды на предприятии № 1 $q_{пр1} = 3600/24 = 150$ м³/ч $\approx 41{,}6$ л/с; на предприятии № 2 $q_{пр2} = 1200/24 = 50$ м³/ч $\approx 13{,}6$ л/с.

Расход воды на нужды местной промышленности $q_{м.п} = 2400/24 = 100$ м³/ч $\approx 27{,}8$ л/с.

Распределение расходов воды по часам суток приведено в табл. VIII.1.

Анализ совмещенных графиков подачи и потребления воды показывает, что объем регулирующей емкости (бака башни) составит

$$W_{р.е} = 0{,}01 \cdot 2{,}7 \cdot 34\,200 = 930 \text{ м}^3.$$

Расход воды на пожаротушение. Для города с числом жителей $N = 90$ тыс. чел. и застройкой домами высотой в три этажа и выше, согласно данным табл. I.2, расход воды на один пожар равен 35 л/с, расчетное число одновременных пожаров равно 2.

Для предприятия № 1, характеризующегося III степенью огнестойкости, категорией *В* производства по пожарной опасности, объемом наибольшего здания 18 тыс. м³ и площадью территории менее

Таблица VIII.1

Часы суток	Расход на хозяйственно-питьевые нужды		Расход на нужды местной промышленности, м³/ч	Расход предприятием, м³/ч		Суммарный расход		Подача насосами	Поступление в бак	Расход из бака	Остаток в баке
	%	м³/ч		№ 1	№ 2	м³/ч	%	%			
0—1	3	810	100	150	50	1110	3,3	2,6	—	0,7	0,1
1—2	2,3	620	100	150	50	920	2,7	2,6	—	0,1	0
2—3	1,6	430	100	150	50	730	2,1	2,6	0,5	—	0,5
3—4	1,5	405	100	150	50	705	2,1	2,6	0,5	—	1
4—5	2,1	565	100	150	50	865	2,5	2,6	0,1	—	1,1
5—6	2,7	730	100	150	50	1030	3	2,6	—	0,4	0,7
6—7	3,9	1050	100	150	50	1350	4	4,8	0,8	—	1,5
7—8	5,5	1490	100	150	50	1790	5,2	4,8	—	0,4	1,1
8—9	5,3	1430	100	150	50	1730	5,1	4,8	—	0,3	0,8
9—10	5,2	1400	100	150	50	1700	5	4,8	—	0,2	0,6
10—11	4,9	1320	100	150	50	1620	4,8	4,8	0	0	0,6
11—12	4,1	1110	100	150	50	1410	4,2	4,8	0,6	—	1,2
12—13	4,6	1240	100	150	50	1540	4,5	4,8	0,3	—	1,5
13—14	4,9	1320	100	150	50	1620	4,8	4,8	0	0	1,5
14—15	4,8	1290	100	150	50	1590	4,6	4,8	0,2	—	1,7
15—16	4,7	1270	100	150	50	1570	4,5	4,8	0,3	—	2
16—17	4,4	1190	100	150	50	1490	4,3	4,8	0,5	—	2,5
17—18	4,8	1290	100	150	50	1590	4,6	4,8	0,2	—	2,7
18—19	5	1350	100	150	50	1650	4,8	4,8	0	0	2,7
19—20	5,4	1460	100	150	50	1760	5,1	4,8	—	0,3	2,4
20—21	5,9	1600	100	150	50	1900	5,6	4,8	—	0,8	1,6
21—22	5,5	1490	100	150	50	1790	5,2	4,8	—	0,4	1,2
22—23	4,4	1190	100	150	50	1490	4,3	4,8	0,5	—	1,7
23—24	3,5	950	100	150	50	1250	3,7	2,8	—	0,9	0,8
Итого	100	27000	2400	3600	1200	34200	100	100	4,5	4,5	—

150 га, расход на один пожар равен 20 л/с (см. табл. 1.3), расчетное число одновременных пожаров равно 1.

Для предприятия № 2, характеризующегося II степенью огнестойкости, категорией *В* производства по пожарной опасности, объемом наибольшего здания 40 тыс. м³ и площадью территории менее 150 га, расход на один пожар равен 20 л/с (см. табл. I. 3), расчетное число одновременных пожаров равно 1.

Расчетное число одновременных пожаров для объединенного противопожарного водопровода города и промышленных предприятий, согласно СНиП II-31-74, равно трем: два пожара с расходом воды на их тушение по 35 л/с в городе и один пожар с расходом воды на его тушение 20 л/с на предприятии. Следовательно, полный расчетный расход на пожаротушение $Q_{пож} = 35 \cdot 2 + 20 = 90$ л/с.

Расчетная продолжительность пожара равна 3 ч.

Трассировка магистральной сети городского водопровода. В качестве источника питания выбрана река. Место забора воды намечено приблизительно в 2,5 км выше города по течению реки. Водозаборное сооружение совмещено с насосной станцией I подъема. Вблизи от водозабора расположены также очистные сооружения, резерву-

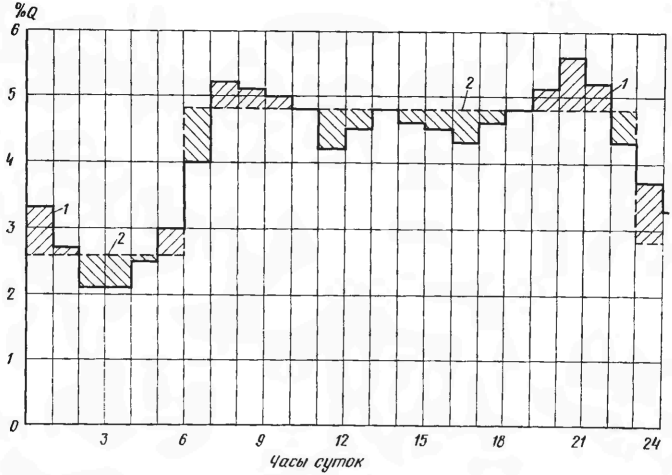


Рис. VIII.5

ары чистой воды и насосная станция II подъема. От насосной станции II подъема вода подается в город по двум водопроводам.

На территории города главные магистрали водопроводной сети (в количестве четырех) трассируются по основному направлению движения воды с юго-запада на северо-восток (обусловленному формой территории города). Магистрали соединяются перемычками, обеспечивающими перераспределение воды между магистралями при аварии на них.

Основная магистральная сеть проектируется из 12 колец. Кроме того, для обслуживания групп кварталов, расположенных в восточной части города, предусмотрено два дополнительных магистральных кольца, примыкающих к основной магистральной сети.

Промышленные предприятия (№ 1 и 2) получают воду из городской сети для хозяйственно-питьевых, производственных и противопожарных целей от узловых точек *2* и *7*.

Суммарная длина магистральной сети составляет 20 130 м.

Распределительная сеть состоит из линий, проложенных по всем улицам и проездам города и присоединенных к магистральной сети.

Определение нагрузок сети для основных расчетных случаев. Режим расходования воды из сети для расчетных суток определяется суммарным графиком водопотребления (табл. VIII.1, линия *1* на рис. VIII.5).

Для рассматриваемого городского водопровода намечают график работы насосов II подъема, изображенной на рис. VIII.5

Таблица VIII.2

Участок	Длина l, м	Участок	Длина l, м	Участок	Длина l, м
1—2	1000	*1—13*	850	*11—19*	330
2—3	670	*13—14*	890	*3—14*	400
3—4	560	*14—15*	800	*14—18*	330
4—5	950	*15—16*	300	*9—18*	550
5—6	250	*16—17*	170	*4—15*	260
6—7	900	*17—18*	700	*7′—17*	350
7—7′	200	*18—19*	950	*8—21*	430
7′—8	400	*19—20*	200	*6—16*	650
8—9	380	*20—12*	650	*5—15*	800
9—10	500	*10—21*	830		
10—11	800	*21—7*	1050		
11—12	950	*2—13*	500		
12—1	300	*13—20*	280		Σl=20 130 м

линией 2. График принят двухступенчатым: от 0 до 6 ч и от 23 до 24 ч насосы должны подавать в сеть 2,6% расчетного суммарного расхода и от 6 до 23 ч — 4,8% Q. Таким образом, за сутки город получит 100% расчетного суточного расхода.

В рассматриваемом примере сеть благодаря расположению башни в противоположном конце города в часы наибольшего водопотребления будет питаться с двух сторон (т. е. мы имеем систему с контррезервуаром). Основными расчетными случаями для такой сети будут: а) работа в час наибольшего водопотребления; б) работа в час наибольшего транзита воды в башню.

Случай наибольшего водопотребления. Из табл. VIII.1 и рис. VIII.5 можно установить, что наибольшее водопотребление приходится на промежуток времени от 20 до 21 ч. В этот час город потребляет 5,6% $Q_{макс}$, т. е. $q_{макс} = 5{,}6 \cdot 34\,200/100 = 1900$ м³/ч $\approx 531{,}2$ л/с. Из них на нужды населения города расходуется 1600 м³/ч (448 л/с); на предприятии № 1 расходуется 150 м³/ч (41,6 л/с); на предприятии № 2 — 50 м³/ч (13,8 л/с); на нужды местной промышленности — 100 м³/ч (27,8 л/с).

В соответствии с предварительно намеченным графиком работы насосов, подача воды насосной станцией II подъема в этот час составляет 4,8% $Q_{макс}$, т. е. $Q_н = 1640$ м³/ч $\approx 455{,}5$ л/с.

Следовательно, в час наибольшего водопотребления водонапорная башня должна подавать в сеть недостающие 531,2—455,5 = = 75,7 л/с.

Случай наибольшего транзита. Наибольший транзит воды в башню при максимальной подаче воды насосами предполагается в промежуток времени от 6 до 7 ч. В этот час город потребляет 4% $Q_{макс}$, т. е. $q_{6-7} = 1350$ м³/ч $= 379{,}8$ л/с. Из них на нужды населения города расходуется 1050 м³/ч (296,6 л/с); на предприятии № 1 расходуется 150 м³/ч (41,6 л/с); на предприятии № 2 — 50 м³/ч (13,8 л/с); на нужды местной промышленности — 100 м³/ч (27,8 л/с).

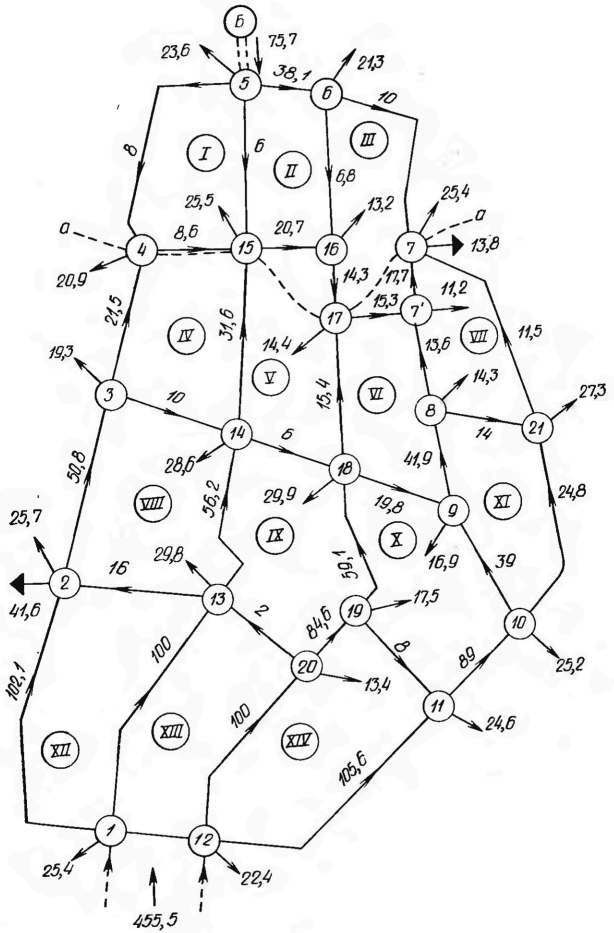

Б
75,7
23,6
21,3
38,1
5
6
10
8
I
6
II
III
6,8
25,5
13,2
25,4
a
a
8,6
20,7
4
15
16
7
13,8
20,9
14,3
17,7
11,2
15,3
7'
17
21,5
31,6
IV
14,4
VII
11,5
19,3
V
13,6
14,3
3
10
15,4
VI
8
27,3
14
21
14
6
28,6
18
41,9
50,8
VIII
56,2
29,9
19,8
9
XI
24,8
25,7
IX
X
16,9
39
29,8
59,1
2
16
13
17,5
41,6
2
19
84,6
10
100
8
89
25,2
102,1
20
13,4
11
24,6
XIII
100
XIV
XII
105,6
1
12
25,4
22,4
455,5

Рис. VIII.6

Таблица VIII.3

№ узла	Примыкающие участки	Σl, м	$Q_{узл}$, л/с: при наибольшем водопотреблении	$Q_{узл}$, л/с: при транзите
1	1—2; 1—12; 1—13	1000+300+850=2150	25,4	17,3
2	1—2; 2—3; 2—13	1000+670+500=2170	25,7	17,5
3	2—3; 3—4; 3—14	670+560+400=1630	19,3	13,2
4	3—4; 4—5; 4—15	560+950+260=1770	20,9	14,3
5	4—5; 5—6; 5—15	950+250+800=2000	23,6	16,1
6	5—6; 6—7; 6—16	250+900+650=1800	21,3	14,5
7	6—7; 7—7'; 7—21	900+200+1050=2150	25,4	17,3
7'	7—7'; 7'—17; 7'—8	200+350+400=950	11,2	7,6
8	7'—8; 8—9; 8—21	400+380+430=1210	14,3	9,8
9	8—9; 9—10; 9—18	380+500+550=1430	16,9	11,5
10	10—21; 9—10; 10—11	830+500+800=2130	25,2	17,2
11	10—11; 11—19; 11—12	800+330+950=2080	24,6	16,8
12	1—12; 11—12; 12—20	300+950+650=1900	22,4	15,3
13	1—13; 2—13; 13—14; 13—20	850+500+890+280=2520	29,8	20,3
14	13—14; 3—14; 14—15; 14—18	890+400+800+330=2420	28,6	19,5
15	14—15; 4—15; 5—15; 15—16	800+260+800+300=2160	25,5	17,4
16	6—16; 15—16; 16—17	650+300+170=1120	13,2	9
17	16—17; 17—7'; 17—18	170+350+700=1220	14,4	9,8
18	14—18; 17—18; 9—18; 18—19	330+700+550+950=2530	29,9	20,4
19	18—19; 19—20; 11—19	950+200+330=1480	17,5	11,9
20	19—20; 13—20; 12—20	200+280+650=1130	13,4	9,1
21	7—21; 8—21; 10—21	1050+430+830=2310	27,3	18,6
		Итого	475,8	324,4

Принятая, согласно графику, подача воды насосами составляет 4,8% $Q_{макс}$, т. е. $Q_н = 1640$ м³/ч $\approx 455{,}5$ л/с.

Таким образом, количество воды, проходящее транзитом через сеть в башню, составит 455,5—379,8 = 75,7 л/с.

Вычисление узловых расходов для основных расчетных случаев. Схема отбора воды из сети предусматривает отборы двух типов:

а) фактические узловые расходы в точках *2* (предприятие № 1) и *7* (предприятие № 2), а также в расчетных пожарных точках (при проверке сети на пропуск пожарного расхода);

б) условно приведенные к узловым путевые расходы участков на хозяйственно-питьевые нужды населения города и на нужды местной промышленности, а также неучтенные расходы.

Для часа наибольшего водопотребления (20—21 ч) удельный расход воды составляет:

$$q_{уд} = \frac{q_{х-п} + q_{м.п}}{\Sigma l} = \frac{448 + 27{,}8}{20130} = 0{,}0236 \text{ л/(с·м)}.$$

Длины участков магистральной сети приведены в табл. VIII.2.

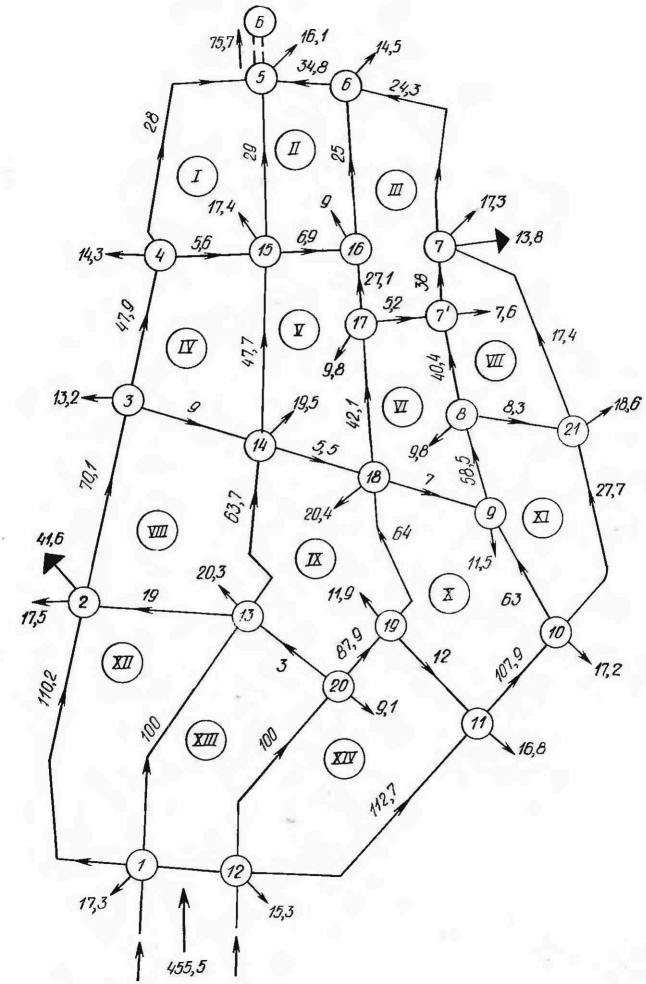

Б
75,7
16,1
14,5
34,8
24,3
28
29
25
I
II
III
17,4
9
17,3
13,8
14,3
5,6
6,9
27,1
38
5,2
7,6
47,9
47,7
17,4
IV
V
VII
9,8
40,4
13,2
9
19,5
42,1
VI
8,3
18,6
9,8
5,5
58,5
70,1
7
27,7
63,7
20,4
64
VIII
XI
41,6
IX
11,5
20,3
11,9
X
63
17,5
19
87,9
12
107,9
17,2
XII
3
110,2
9,1
100
XIII
100
XIV
16,8
112,7
17,3
15,3
455,5

Рис. VIII.7

Путевой расход участка $Q_п = q_{уд} l$. Условный узловой расход участков можно определить по выражению $Q_{узл} = 0{,}5\,\Sigma Q_п$. При этом суммирование распространяется на все участки, примыкающие к данному узлу, т. е.

$$Q_{узл} = 0{,}5 q_{уд} \Sigma l,$$

или

$$Q_{узл} = 0{,}5 \cdot 0{,}0236 \Sigma l \approx 0{,}0118 \Sigma l.$$

Результаты расчета условных узловых расходов приведены в табл. VIII.3 и на рис. VIII.6 и VIII.7.

Кроме указанных расходов при наибольшем водопотреблении отбираются в отдельных узлах следующие фактические сосредоточенные расходы: предприятием № 1 41,6 л/с (узел *2*); предприятием № 2 13,8 л/с (узел *7*). Всего в виде сосредоточенных расходов из сети отбирается 41,6+13,8 = 55,4 л/с, что в сумме с равномерно распределенными расходами составит 475,8+55,4 = 531,2 л/с, т. е полный расход воды городом в час наибольшего водопотребления.

Для случая наибольшего транзита (от 6 до 7 ч) полное количество воды, расходуемой городом, равно 379,8 л/с. Из них на нужды населения города и на местную промышленность расходуется 296,6+ + 27,8 = 324,4 л/с. Остальной расход, равный 379,8 — 324,4 = = 55,4 л/с, распределен между промышленными предприятиями следующим образом (см. табл. VIII.1): предприятию № 1—41,6 л/с, предприятию № 2—13,8 л/с. Эти расходы намечаются в виде сосредоточенных в узловых точках *2* и *7*.

Обычно принимают, что удельные расходы (а следовательно, путевые и узловые расходы) изменяются пропорционально изменению полного расхода воды на нужды населения города, включая хозяйственно-питьевые нужды и нужды местной промышленности. В связи с этим все условные узловые расходы для случая наибольшего транзита могут быть определены по значениям условных узловых расходов, вычисленных для случая наибольшего водопотребления, путем умножения их на отношение 324,4/475,8 = 0,682. Условные узловые расходы для случая наибольшего транзита также приведены в табл. VIII.3.

Предварительное потокораспределение. На схеме, приведенной на рис. VIII.6, дано предварительное распределение расходов по линиям сети для случая наибольшего водопотребления, а на схеме рис. VIII.7 — для случая наибольшего транзита воды в башню*.

При назначении схемы распределения потоков учитывают требование обеспечения бесперебойности подачи воды потребителям. Для этого воду от точки присоединения водоводов к сети распределяют по основным магистральным линиям примерно равными потоками, что гарантирует взаимозаменяемость этих линий при авариях. Как уже указывалось, в данной сети основными являются четыре магистрали: *1 — 2 — 3 — 4 — 5; 1 — 13 — 14 — 15 — 5; 12 — 20 —*.

* На рисунках около стрелок в узлах указаны величины отборов воды у больших стрелок (узлы *2* и *7*) — сосредоточенные отборы воды для промышленных предприятий; цифры на линиях сети — расчетные расходы участков, л/с.

19 — 18 — 17 — 16 — 6 — 5; *12 — 11 — 10 — 9 — 8 — 7′ — 7— 6 — 5*. Линия *10 — 21 — 7*, ограничивающая *XI* и *VII* кольца, является второстепенной и несет меньшую нагрузку.

Предварительное распределение потоков воды производится с соблюдением первого закона Кирхгофа. Общая подача воды насосами 455,5 л/с распределена по водоводам следующим образом: 227,5 л/с к узлу *1* и 228 л/с к узлу *12*, что позволяет измерять расходы при расчете с точностью до десятых.

По каждому узлу достигается баланс расходов, приходящих и уходящих от него, и узлового расхода (отдаваемого потребителям). Например, в час наибольшего транзита:
для узла *1*

приток	227,5 *л/с*
отвод по участкам:	
1—2	110,2 »
1—13	100,0 »
отбор (узловой расход)	17,3 »
Всего	227,5 *л/с*
для узла *13*	
приток по участкам:	
1—13	100 *л/с*
13—20	3 »
Всего	103 *л/с*
отвод по участкам:	
2—13	19 *л/с*
13—14	63,7 »
отбор (узловой расход)	20,3 »
Всего	103 *л/с*

При первоначальном распределении расходов для случая двустороннего питания сети образуется граница зон питания *аа* от насосов и от башни. В процессе увязки сети в результате перераспределения расходов положение границы может изменяться.

С учетом всех изложенных в гл. IV соображений для рассчитываемой кольцевой сети городского водопровода намечено предварительное распределение потоков воды по сети для двух основных расчетных случаев и тем самым найдены значения расчетных расходов воды для всех участков сети (указаны на схемах у каждого участка сети).

Определение диаметров участков сети. Диаметры труб линий сети с контррезервуаром определяют в соответствии с намеченными расчетными расходами по отдельным участкам с учетом требований надежности и экономичности (см. гл. IV).

В качестве основного расчетного случая при определении диаметров принят наибольший транзит воды в башню. Однако в отдельных случаях и для отдельных участков необходимо учитывать расчетные расходы в них и при работе сети в часы наибольшего водопотребления.

Экономически наивыгоднейший диаметр определяется по формуле (IV.2).

Для непосредственного подбора стандартных диаметров использованы таблицы предельных экономических расходов (см. прил. I) при экономическом факторе $Э = 0{,}75$ (для расходов в м³/с).

Таблица VIII.4

Участок	Расчетный расход q_{ik}, л/с	x_{ik}	$\frac{Qx_{ik}}{q_{ik}}$	$\sqrt[3]{\frac{Qx_{ik}}{q_{ik}}}$	$q'_{ik}=q_{ik}\sqrt[3]{\frac{Qx_{ik}}{q_{ik}}}$	d, мм
1—2	110,2	0,25	1,1	1,01	111,2	350
1—13	100	0,25	1,14	1,045	104,5	350
12—20	100	0,25	1,14	1,045	104,5	350
12—11	112,7	0,25	0,99	0,997	115,5	350
19—20	87,9	0,25	1,3	1,09	95,8	350
10—11	107,9	0,25	1,06	1,02	110	350
2—3	70,1	0,2	1,3	1,09	76,4	300
13—14	63,7	0,2	1,43	1,13	72	300
18—19	64	0,2	1,42	1,12	71,6	300
9—10	63	0,2	1,45	1,13	71,2	300
10—21	27,7	0,2	3,55	1,53	39,3	250
3—4	47,9	0,2	1,91	1,24	59,4	250
14—15	47,7	0,2	1,91	1,24	59,1	250
17—18	42,1	0,2	2,16	1,29	54,4	250
8—9	58,5	0,2	1,56	1,16	67,8	250
7—21	17,4	0,2	5,24	1,74	30,3	200
16—17	27,1	0,2	3,36	1,5	40,6	250
7—7'	38	0,2	2,4	1,34	50,9	250
4—5	28	0,25	4,07	1,6	44,8	250
5—15	29	0,25	3,93	1,58	45,9	250
6—16	25	0,25	4,56	1,66	41,5	250
6—7	24,3	0,25	4,7	1,75	37,4	250
8—7'	40,4	0,2	2,26	1,31	53	250

Для возможности пользования формулами (IV.2) и (IV.6) необходимо первоначально наметить значения величин x_{ik}. Принятое распределение x_{ik} показано на схеме рис. VIII.8. Расчетные данные для назначения диаметров магистральных линий приведены в табл. VIII.4.

Диаметры отдельных участков, расположенных перпендикулярно направлению основных потоков воды, — перемычек — подбирают по конструктивным соображениям, учитывая возможную их работу в случае аварии. Исходя из этих соображений назначены диаметры труб для участков *1—12*; *2—13*; *13—20*; *19—11*; *3—14*; *14—18*; *18—9*; *4—15*; *15—16*; *16—7*; *17—7'*; *8—21*, показанные на рис. VIII.8.

Определение гидравлических сопротивлений участков. В соответствии с принятыми диаметрами линий вычислены значения гидравлических сопротивлений S для случаев расчета сети на наибольший транзит и наибольшее водопотребление (табл. VIII.5).

Предварительный подбор насосов и определение высоты башни. Чтобы рассчитать систему насосы — сеть — башня (контррезервуар) при совместной работе, необходимо предварительно в первом приближении определить основные параметры насосов ($Q_н$, $H_н$) и выбрать наиболее подходящие насосы из числа изготовляемых промышленностью. Для определения требуемого напора насосов должна быть назначена предварительно высота башни (контррезервуара) или, точнее, расчетная отметка дна бака и его высота.

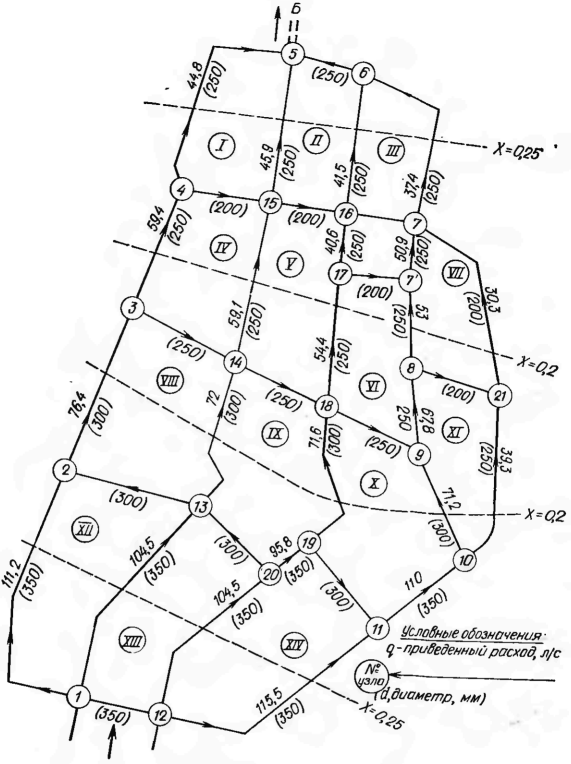


Рис. VIII.8

Ориентируясь на предварительно принятый график подачи воды насосами (см. рис. VIII.5), принимаем расход, подаваемый насосной станцией, одинаковым для обоих расчетных случаев и равным 455,5 л/с. Тогда расход на одну линию водоводов составляет $455,5:2 \approx 228$ л/с.

В соответствии с тем же графиком, в расчетный час наибольшего водопотребления из сети отбирается 531,2 л/с и из башни 531,2—455,5=75,7 л/с.

В расчетный час наибольшего транзита город потребляет 379,8 л/с. Следовательно, в башню поступает 455,5 — 379,8 = = 75,7 л/с, т. е. расход по линиям, соединяющим сеть с башней (линии *5* — *Б*), получился в данном случае одинаковым.

Таблица VIII.5

Участок	l, м	d, мм	$s_0 \cdot 10^{-6}$	Наибольший транзит				Наибольшее водопотребление			
				q, л/с	v, м/с	δ	$S=s_0\delta l$	q, л/с	v, м/с	δ	$S=s_0\delta l$
1—2	1000	350	0,0004365	110,2	1,13	1	0,0004365	102,1	1,05	1,02	0,000445
2—3	670	300	0,0009485	70,1	0,96	1,035	0,000658	50,8	0,7	1,085	0,00069
3—4	560	250		47,9	0,95	1,035	0,00147	21,5	0,43	1,185	0,00168
4—5	950	250		28	0,56	1,13	0,00272	8	—	1,41	0,00339
5—6	250	250		34,8	0,7	1,085	0,000685	38,1	0,76	1,07	0,000676
6—7	900	250	0,002528	24,3	0,49	1,15	0,00262	10	—	1,41	0,00321
7—7′	200	250		38	0,76	1,07	0,000542	17,7	0,35	1,24	0,000627
7′—8	400	250		40,4	0,81	1,06	0,00107	13,6	0,2	1,3	0,00132
8—9	380	250		58,5	1,16	1	0,00096	41,9	0,84	1,05	0,00101
9—10	500	300	0,0009485	63	0,87	1,05	0,000498	39	0,53	1,12	0,00053
10—11	800	350		107,9	1,11	1	0,000349	89	—	1,03	0,000364
11—12	950	350	0,0004365	112,7	1,15	1	0,000415	105,6	1,06	1,02	0,00042
12—1	300	350		0	0	1,41	0,000185	0	0	1,41	0,000185
1—13	850	350		100	1,03	1	0,000382	100	1,03	1,03	0,000382
13—14	890	300	0,0009485	63,7	0,88	1,04	0,000878	56,2	0,77	1,07	0,000904
14—15	800	250	0,002528	47,7	0,95	1,035	0,0021	31,6	0,61	1,1	0,00221

15—16	300	200	0,008092	6,9	0,214	1,4	0,00342	20,7	0,64	1,1	0,00268
16—17	170	250		27,1	0,54	1,13	0,000486	14,3	0,27	1,35	0,00058
17—18	700	250	0,002528	42,1	0,86	1,05	0,00186	15,4	0,3	1,28	0,00226
18—19	950	300	0,0009485	64	0,88	1,04	0,000937	59,1	0,81	1,06	0,000954
19—20	200	350	0,0004365	87,9	0,9	1,04	0,0000904	84,6	0,87	1,05	0,0000916
20—12	650	350		100	1,03	1	0,000284	100	1,03	1,02	0,00029
10—21	830	250	0,002528	27,7	0,56	1,13	0,00238	24,8	0,5	1,15	0,00242
21—7	1050	200	0,008092	17,4	0,54	1,13	0,00958	11,5	0,36	1,24	0,0105
2—13	500	300		19	0,26	1,33	0,00063	16	0,22	1,35	0,00064
13—20	280	300	0,0009485	3	—	1,4	0,000372	2	—	1,41	0,000374
11—19	330	300		12	—	1,4	0,000439	8	—	1,41	0,000441
3—14	400	250		9	—	1,4	0,00142	10	—	1,41	0,00143
14—18	330	250	0,002528	5,5	—	1,4	0,00117	6	—	1,41	0,00117
9—18	550	250		7	—	1,4	0,00195	19,8	0,4	1,2	0,00167
4—15	260	200		5,6	—	1,4	0,00296	8,6	0,27	1,3	0,00273
7'—17	350	200	0,008092	5,2	—	1,4	0,00399	15,3	0,48	1,16	0,00328
8—21	430	200		8,3	0,26	1,33	0,00463	14	0,43	1,18	0,0041
6—16	650	250	0,002528	25	0,5	1,15	0,00189	6,8	—	1,41	0,00232
5—15	800	250		29	0,58	1,115	0,00226	6	2	1,41	0,00286

Расчетная отметка дна бака водонапорной башни назначается из условия необходимости обеспечения свободного напора (при минимальной высоте слоя воды в баке) в наиболее неблагоприятно расположенной точке сети.

Анализ геодезических отметок узлов сети в зоне питания от башни и их удаленности от нее (т. е. возможных потерь напора от них до башни) показал, что наиболее неблагоприятной точкой является узел *5*.

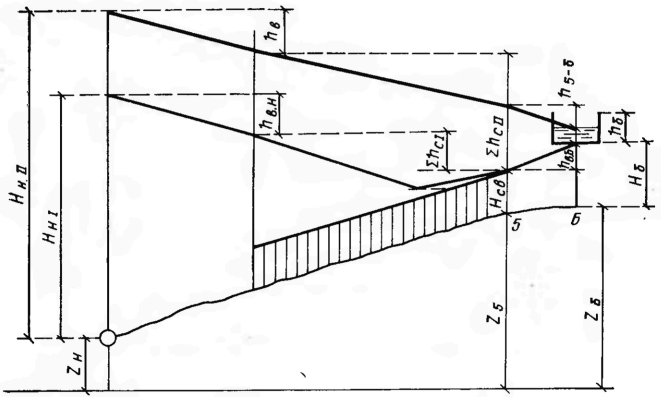


Рис. VIII.9

Тогда отметка расположения дна бака башни:

$$z_б + H_б = z_5 + H_{св} + h_{в.б}$$

или

$$H_б = H_{св} + h_{в.б} + z_5 - z_б.$$

Отметки местности: $z_б = 132$ м; $z_5 = 131$ м (см. рис. VIII.4); отметка оси насоса 113 м. Заданный свободный напор в сети $H_{св} = 24$ м.

Потери напора в линиях *5 — Б* определяем по расходу $75{,}7/2 \approx 38$ л/с на одну линию длиной $l = 200$ м и диаметром $d = 250$ мм.

Используя расчетные таблицы для чугунных труб [7], определяем $h_{в.б} = 3{,}91 \cdot 0{,}2 = 0{,}78$ м. Тогда

$$H_б = 24 + 0{,}78 + 131 - 132 = 23{,}78 \approx 24 \text{ м}.$$

Высоту бака башни $h_б$ принимаем ориентировочно равной 4 м.

Напор, создаваемый насосом в час наибольшего водопотребления (рис. VIII.9):

$$H_{нI} = z_б + H_б - h_{в.б} + \Sigma h_{сI} + h_{в.н} - z_н$$

и напор насоса в час наибольшего транзита *

* В выражении для $H_{нII}$ принято половинное наполнение бака башни.

$$H_{нII} = z_б + H_б + 0{,}5h_б + h_{в.б} + \Sigma h_{сII} + h_{в.н} - z_н.$$

Неизвестными здесь остаются потери напора в водоводах от насосной станции до точки присоединения их к сети $h_{в.н}$ и потери в сети для обоих расчетных случаев.

По водоводам подается постоянный расход 455,5 л/с; длина водоводов составляет 3300 м и диаметр их $d = 500$ мм. При этом скорость $v = 1{,}16$ м/с, поправочный коэффициент по табл. 4 прил. II будет $\delta = 1{,}01$. Сопротивление $S = 0{,}06778 \cdot 1{,}01 \cdot 3300 \cdot 10^{-6} = 0{,}000225$ (для одной линии). Для двух параллельно включенных линий водовода $S_{в.н} = S/4 = 0{,}0000562$. Потери напора $h_{в.н} = S_{в.н} Q_{нII}^2 = 0{,}0000562 \cdot 455{,}5^2 = 11{,}8$ м.

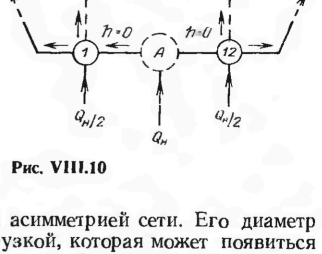


Рис. VIII.10

Необходимо указать на одно упрощение схемы сети, принятое в дальнейших расчетах.

Два водовода, подающие воду от насосной станции, присоединены к двум узлам сети — *1* и *12*. Участок сети между этими узлами при обычной работе системы несет очень малую нагрузку, обусловленную некоторой асимметрией сети. Его диаметр определяется в основном той нагрузкой, которая может появиться при аварии одного из водоводов или одной из магистральных линий сети, примыкающих к узлам *1* и *12*.

При внешней увязке сети удобно совместить узлы *1* и *12* в одной точке *A* (рис. VIII.10) и считать, что к этой точке примыкают оба водовода и все четыре магистрали — *1—2*, *1—13*, *12—20* и *12—11*. На точности расчета это практически не отражается, так как потери напора в линии *1—12* при нормальной работе крайне малы.

Потери напора в сети при расчетном транзите воды в башню определены приближенно по предварительному распределению расходов воды по сети (с удовлетворением только первого закона Кирхгофа). Для основных четырех параллельно идущих магистралей, соединяющих начальную точку сети с точкой *5*:

$$\Sigma h_{A-2-3-4-5} = 5{,}3 + 3{,}24 + 3{,}36 + 2{,}13 = 14{,}03 \text{ м};$$

$$\Sigma h_{A-13-14-15-5} = 3{,}82 + 3{,}56 + 4{,}78 + 1{,}9 = 14{,}06 \text{ м};$$

$$\Sigma h_{A-20-19-18-17-6-5} = 2{,}84 + 0{,}7 + 3{,}84 + 3{,}3 + 0{,}36 + 1{,}18 + 0{,}83 = 13{,}05 \text{ м};$$

$$\Sigma h_{A-11-10-9-8-7'-7-6-5} = 5{,}26 + 4{,}05 + 1{,}98 + 3{,}28 + 1{,}75 + 0{,}78 + 1{,}55 + 0{,}83 = 19{,}49 \text{ м}.$$

Следовательно,

$$\Sigma h_{с.ср} = (14{,}03 + 14{,}06 + 13{,}05 + 19{,}49)/4 = 15{,}16 \text{ м}.$$

Для определения потерь напора в сети для случая наибольшего водопотребления вычисляется средняя величина алгебраических

сумм потерь по тем же четырем магистралям:

$$\Sigma h_{A-2-3-4-5}=4{,}65+1{,}78+0{,}78-0{,}22=6{,}99 \text{ м};$$

$$\Sigma h_{A-13-14-15-5}=3{,}82+2{,}85+2{,}23-0{,}1=8{,}8 \text{ м};$$

$$\Sigma h_{A-20-19-18-7'-16-6-5}=2{,}9+0{,}66+3{,}34+0.55-0{,}13-$$
$$-0{,}11-0{,}98=6{,}23 \text{ м};$$

$$\Sigma h_{A-11-10-9-8-7'-7-6-5}=4{,}68+2{,}88+0{,}8+1{,}77+$$
$$+0{,}25+0{,}2-0{,}32-0{,}98=9{,}28 \text{ м};$$

$$\Sigma h_{\text{с.ср}}=(6{,}99+8{,}8+6{,}23+9{,}28)/4=7{,}83 \text{ м}.$$

Таким образом, определены численные значения всех величин, входящих в выражение требуемых напоров насосов для обоих расчетных случаев.

В час наибольшего водопотребления

$$H_{\text{нI}}=132+24-0{,}78+7{,}83+11{,}8-113=61{,}85 \text{ м};$$

в час наибольшего транзита

$$H_{\text{нII}}=132+24+2+0{,}78+15{,}16+11{,}8-113=72{,}74 \text{ м}.$$

При этом геометрическая высота подъема воды насосами будет соответственно: 132+24—113 = 43 м и 132+24+2—113 =45 м.

По полученным величинам $Q_{\text{н}}$ и $H_{\text{н}}$ выбирается в каталоге насос. Таким насосом с ближайшими характеристиками является насос Д-1250. Аналитическое выражение характеристики этого насоса $H = H_0 - S_{\text{н}}Q_{\text{н}}^2$, где $S_{\text{н}}$ может рассматриваться как гидравлическое сопротивление насоса. Значения $H_0 = 90{,}8$ м и $S_{\text{н}} = 0{,}000435$. В рассматриваемые периоды работают параллельно два таких насоса. Сопротивление двух насосов $S_{\text{н2}} = (1/2)^2 S_{\text{н}} = 0{,}0001087$. Характеристика группы насосов — водопитателей рассматриваемой системы будет выражаться уравнением $H_{\text{н}} = 90{,}8 - 0{,}0001087\ Q_{\text{н}}^2$.

Гидравлическая увязка сети при ее нормальной работе. После принятия начального потокораспределения для обоих расчетных случаев и определения диаметров труб всех участков проводится гидравлическая увязка сети совместно с водопитателями. Осуществление увязки необходимо для нахождения истинных значений расходов в участках сети в соответствии с принятыми диаметрами, а также определения потерь напора, удовлетворяющих второму закону Кирхгофа.

Одновременно в результате увязки (внутренней и внешней) уточняются принятые предварительно значения $Q_{\text{н}}$ и $Q_{\text{б}}$. Полученные значения потерь напора позволяют вычислить пьезометрические отметки и свободные напоры в узлах сети.

Увязка сети проводится в первую очередь на основной расчетный случай ее нормальной работы — период наибольшего транзита воды в башню, и затем на работу в часы наибольшего водопотребления.

Следует отметить, что ручной расчет систем с контррезервуаром (и вообще всех систем с нефиксированными отборами) требует специфического подхода к выбору и использованию фиктивных колец.

Как уже было сказано, фиктивное кольцо может быть образовано замыканием фиктивных линий любой цепью участков сети. Однако выбор этой цепи (или цепей) может в значительной степени влиять на число итераций, требуемых для достижения увязки; удачно сделанный выбор может это число существенно сократить.

При использовании ЭВМ необходимость в тщательном выборе фиктивного кольца отпадает. Очевидно, что увеличение числа итераций при машинном счете экономичнее дополнительной затраты времени проектировщика на предварительный выбор и оценку фиктивного кольца. При ручном же счете этот выбор может значительно облегчить и ускорить процесс увязки.

При использовании метода Лобачева — Кросса неудачный выбор фиктивного кольца приведет лишь к увеличению числа последовательных приближений (в связи с осуществлением внешней увязки). Однако процесс расчета, проводимого по определенной «жесткой» системе операций, дает все же требуемую увязку.

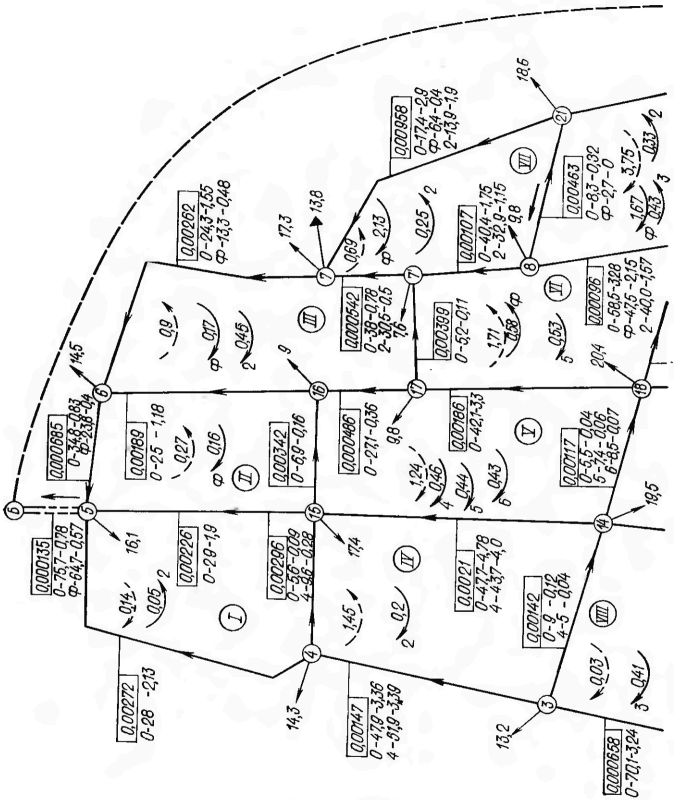
При использовании метода Андрияшева, требующего инициативного подхода расчетчика и его вмешательства на каждом шаге (этапе) итерационного процесса, неудачный выбор фиктивного кольца может затянуть процесс увязки на неопределенно долгое время. Поэтому при расчете по методу Андрияшева необходимы весьма обдуманный подход к выбору фиктивных колец и использование особых приемов по их увязке. Соображения о таких приемах и рекомендации по их практическому использованию приводятся здесь на конкретном примере расчета сети с контррезервуаром. Расчет ведется по методу М.М. Андрияшева (см. § 22 и 27).

Принят следующий порядок записи исходных данных и результатов расчета на рабочей схеме сети (рис. VIII.11). У каждого участка сети в прямоугольной рамке записывают значение гидравлического сопротивления участка S_{ik} (для расходов в л/с); под ним через тире записывают номер контура обхода, расчетный расход, л/с, и соответствующие потери напора, м. В первой строке записывают эти величины для начального потокораспределения, в нижерасположенных строках первая цифра соответствует номеру последнего контура обхода, по которому был проведен соответствующий поправочный расход.

Далее (см. рис. VIII. 12 и VIII.14) все контуры (пути поправочных расходов Δq_l) показаны отдельно для соответствующих двух расчетных случаев.

Полученные для начального распределения расходов невязки во всех элементарных кольцах Δh_l, равные алгебраической сумме потерь напора в кольцах, записывают около пунктирных (изогнутых) стрелок внутри соответствующего кольца, а невязки, полученные после проведения отдельных поправочных расходов, — около таких же сплошных стрелок.

При этом цифра, написанная у каждой такой стрелки, обозначает номер поправочного расхода (контура), после проведения которого определена данная невязка. Поправочным расходам, проводимым по линиям фиктивного кольца присваивают обозначения: Φ_1, Φ_2 и т. д.


0,000135
0-75,7-0,78
Φ-64,7-0,57
0,00272
0-28 -2,13
0,00262
0-24,3-1,55
Φ-13,3-0,48
0,00189
0-25 -1,18
0,00226
0-29-1,9
0,00342
0-6,9-0,16
0,00296
0-5,6-0,09
4-9,6-0,28
0,00147
0-47,9-3,36
4-51,9-3,39
0,000542
0-38-0,78
2-30,5-0,5
0,000486
0-27,1-0,36
0,00399
0-5,2-0,11
0,00186
0-42,1-3,3
0,00021
0-47,7-4,78
4-43,7-4,0
0,00142
0-9 -0,12
4-5 -0,04
0,00117
0-5,5-0,04
5-7,4-0,06
6-8,5-0,07
0,00958
0-17,4-2,9
Φ-6,4-0,4
2-13,9-1,9
0,00107
0-40,4-1,75
2-32,9-1,15
0,00463
0-8,3-0,32
Φ-2,7-0
0,00096
0-58,5-3,28
Φ-47,5-2,15
2-40,0-1,57
0,000685
0-34,8-0,83
Φ-23,8-0,4
0,00272
0-28 -2,13
0,00147
0-47,9-3,36
4-51,9-3,39
0,000658
0-70,1-3,24
I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII
14,5
16,1
17,4
14,3
13,2
17,3
13,8
18,6
19,5
20,4
9,8
9
7,6
9,8
1,24
0,46
0,44
0,43
0,69
2,13
0,25
0,53
0,41
0,03
0,14
0,05
0,27
0,16
0,9
0,17
0,45
1,45
0,2
1,71
0,58
1,67
0,43
3,75
0,33
1,24
0,46
0,44
0,43
0,03
0,41

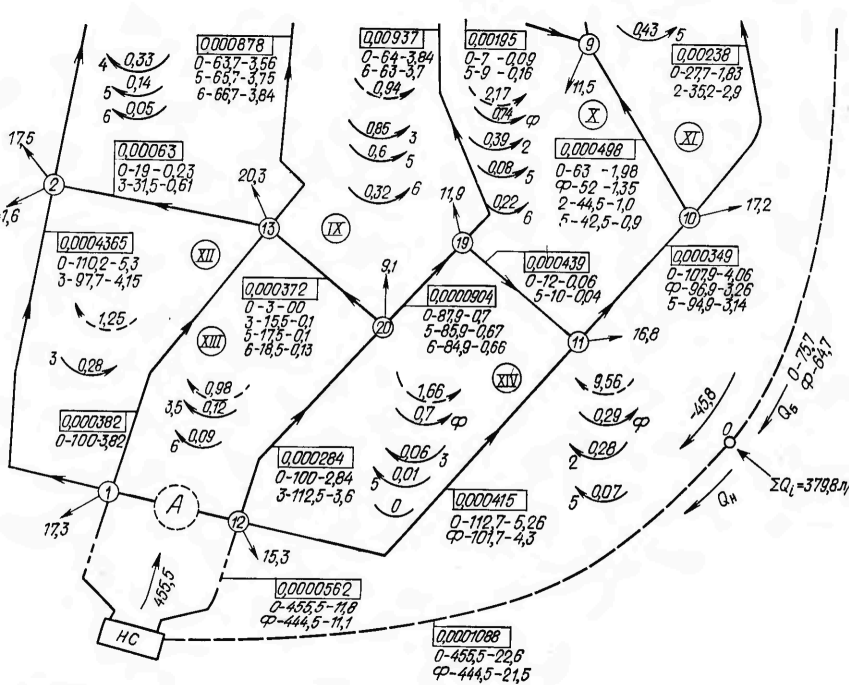

0,000878
0-63,7-3,56
5-65,7-3,75
6-66,7-3,84
0,00937
0-64-3,84
6-63-3,7
0,00195
0-7 -0,09
5-9 -0,16
0,00238
0-27,7-1,83
2-35,2-2,9
0,00063
0-19-0,23
3-31,5-0,61
0,000498
0-63 -1,98
Ф-52 -1,35
2-44,5-1,0
5-42,5-0,9
0,0004365
0-110,2-5,3
3-97,7-4,15
0,000372
0-3-00
3-15,5-0,1
5-17,5-0,1
6-18,5-0,13
0,0000904
0-87,9-0,7
5-85,9-0,67
6-84,9-0,66
0,000439
0-12-0,06
5-10-0,04
0,000349
0-107,9-4,06
Ф-96,9-3,26
5-94,9-3,14
0,000382
0-100-3,82
0,000284
0-100-2,84
3-112,5-3,6
0,000415
0-112,7-5,26
Ф-101,7-4,3
0,0000562
0-455,5-11,8
Ф-444,5-11,1
0,0001088
0-455,5-22,6
Ф-444,5-21,5
НС
A
IX
X
XI
XII
XIII
XIV
0-75,7
Ф-64,7
$Q_б$
$Q_н$
ΣQ_i=379,8 л/с
-45,8
455,5
17,5
41,6
20,3
11,9
9,1
16,8
17,2
17,3
15,3
11,5
0,33
0,14
0,05
0,85
0,6
0,32
0,94
2,17
0,74
0,39
0,08
0,22
0,43
1,25
0,28
0,98
0,12
0,09
1,66
0,7
0,06
0,01
0
9,56
0,29
0,28
0,07

Рис. VIII.11

После проведения каждого поправочного расхода по группе колец или по отдельному кольцу анализируют полученные невязки. Этот анализ позволяет выявить, какие линии сети перегружены и какие недогружены. В результате могут быть выбраны контуры, по которым проводят следующие поправочные расходы для достижения наиболее эффективного снижения невязок.

Случай наибольшего транзита. Первоначальное распределение расходов по участкам сети (см. рис. VIII.7) было осуществлено с соблюдением первого закона Кирхгофа и в связи с этим полученные расчетные расходы участков могут быть приняты в качестве начальных значений расходов при проведении увязки сети.

Для рассматриваемой системы (как всякой системы с контррезервуаром) должна быть проведена одновременно внутренняя и внешняя увязка. Для внешней увязки, определяющей характер совместной работы насосной станции и башни, к сети добавляют две фиктивные линии, соединяющие фиктивный узел O с насосной станцией и башней. В результате образуется фиктивное кольцо.

В фиктивный узел подается расход, равный сумме всех узлов отборов из сети ΣQ_i. Для рассматриваемого случая $\Sigma Q_i = 379{,}8$ л/с. По фиктивной линии O — HC от узла O отходит расход $Q_н$ и по линии O — $Б$ к узлу O подается расход $Q_б$.

В соответствии с принятым начальным распределением расходов для случая наибольшего транзита $Q_н = 455{,}5$ л/с и $Q_б = 75{,}7$ л/с (см. схему на рис. VIII.11).

Фиктивное кольцо замыкается линией, включающей водоводы и любую цепь участков сети от ее начальной точки A до конечной точки 5. Для ускорения процесса увязки фиктивного кольца целесообразно выбрать такую цепь участков, которая при первоначальном распределении расходов наиболее перегружена (или недогружена), т.е. дает наибольшее по абсолютной величине значение невязки в фиктивном кольце. В рассматриваемой сети могут быть намечены четыре таких направления — четыре цепи участков (см. рис. VIII 11):

I . . . . . A—2—3—4—5 с $\Sigma h_{\text{I}} = 14{,}03$ м

II . . . . . A—13—14—15—5 с $\Sigma h_{\text{II}} = 14{,}06$ м

III . . . . . A—20—19—18—17—16—6—5 с $\Sigma h_{\text{III}} = 13{,}05$ м

IV . . . . . A—11—10—9—8—21—7—6—5 с $\Sigma h_{\text{IV}} = 20{,}18$ м

Таким образом, наиболее перегруженным является направление IV.

Невязка потерь напора в фиктивном кольце $\Delta h_ф$ получается в результате его обхода по часовой стрелке. Следуя от точки O по направлению, указанному на схеме рис. VIII.11, и учитывая, что величины $H_н$ и $H_б$ не включают геодезических отметок места расположения насоса и поверхности земли у башни (т. е. $z_н$ и $z_б$), получим:

$$-(H_н + z_н) + \Sigma h_в + \Sigma h_с + (z_б + H_б) = \Delta h_ф,$$

где $\Sigma h_в$ — потери напора в водоводах, соединяющих сеть с насосной станцией и башней; $\Sigma h_с$ — потери напора в сети.

Величина $H_н$ в соответствии с характеристикой насоса может быть представлена следующим образом:

$$H_н = H_0 - S_н Q_н^2 = H_0 - h_н,$$

где $h_н = S_н Q_н^2$ — потери напора в самом насосе.

Отсюда получим

$$\Delta h_ф = H_{геом} - H_0 + \Sigma h_в + \Sigma h_с + h_н,$$

где $H_{геом} = H_б + z_б - z_н$ — геометрическая высота подъема воды.

Как было определено ранее, $H_{геом} = 45$ м и $H_0 = 90{,}8$ м. При первоначальном распределении расходов для расчета системы на случай наибольшего транзита потери напора в насосе составили $h_н = 22{,}6$ м.

Потери напора в водоводах $h_{в.н} + h_{в.б}$ будут одинаковыми для всех выбранных четырех направлений: $11{,}8 + 0{,}78 = 12{,}58$ м.

Подставив в выражение для $\Delta h_ф$ полученные численные значения $H_{геом}$, H_0 и потерь напора в насосе и водоводах, получим:

$$\Delta h_ф = +45 - 90{,}8 + 12{,}58 + \Sigma h_с + 22{,}6 = \Sigma h_с - 10{,}62,$$

где $\Sigma h_с$ — потери напора по одной из параллельно включенных цепей участков магистральной сети.

Подставляя в это выражение полученные при предварительном распределении расходов значения потерь напора $\Sigma h_с$ в четырех выбранных цепях участков сети, получим численные значения невязки в фиктивном кольце: $\Delta h_{ф\,I} = 3{,}41$ м; $\Delta h_{ф\,II} = 3{,}44$ м; $\Delta h_{ф\,III} = 2{,}43$ м; $\Delta h_{ф\,IV} = 9{,}56$ м.

Как и следовало ожидать, наибольшая невязка в фиктивном кольце будет при включении в него цепи IV. Очевидно, что пропуск поправочного расхода $\Delta q_ф$ через эту цепь участков приведет к существенному снижению невязки в фиктивном кольце. Нетрудно видеть, что некоторое незначительное отклонение пути расхода $\Delta q_ф$ от цепи IV (проход от узла *8* к узлу *7* через узел *21*) позволит получить еще больший эффект снижения невязок. Этот контур обхода и был принят (рис. VIII. 12).

Поправочный расход при расчете по методу Андрияшева может быть определен по формуле

$$\Delta q_I = -\frac{\Delta h q_{ср}}{2(\Sigma h)_I},$$

где $q_{ср}$ — средний расход для участков, составляющих рассматриваемый контур, т. е. $q_{ср} = (\Sigma q_{ik})_I / N_I$ (здесь N_I — число участков контура).

Средний расход для всех 11 участков контура: $q_{ср} = (455{,}5 + 112{,}7 + 107{,}9 + 63 + 58{,}5 + 8{,}3 + 17{,}4 + 24{,}3 + 34{,}8 + 75{,}7 + 455{,}5)/11 = 128{,}5$ л/с.

Сумма абсолютных значений потерь напора по контуру: $\Sigma h = 11{,}8 + 5{,}26 + 4{,}06 + 1{,}98 + 3{,}28 + 0{,}32 + 2{,}9 + 1{,}55 + 0{,}83 + 0{,}78 + 22{,}6 = 55{,}36$ м.

Полученная выше невязка в фиктивном кольце при выбранной цепи участков составляет $\Delta h_{ф\,IV} = 9{,}56$ м.

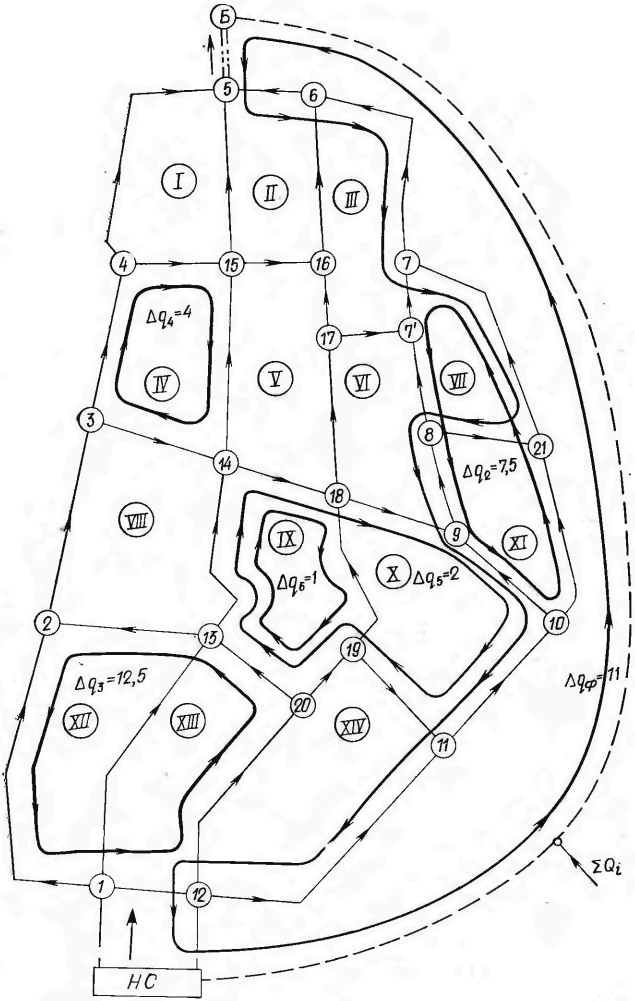

Б
5
6
I
II
III
4
15
16
7
$\Delta q_4=4$
17
7'
IV
V
VI
VII
3
8
21
14
$\Delta q_2=7,5$
18
VIII
IX
9
XI
$\Delta q_6=1$
X
$\Delta q_5=2$
2
15
10
19
$\Delta q_3=12,5$
$\Delta q_\phi=11$
XII
XIII
20
XIV
11
ΣQ_i
1
12
НС

Рис. VIII.12

Подставляя $q_{ср}$ и $\Delta h_{ф}$ в формулу (VII.5) для определения поправочного расхода, получим:

$$\Delta q_{ф} = -\frac{9{,}56 \cdot 128{,}5}{2 \cdot 55{,}36} \approx -11 \text{ л/с}.$$

Дальнейшее снижение невязок в кольцах *IV*, *XII*, *XIII*, *IX*,*V*, *VII*, *XI* и одновременно в смежных с ними кольцах получается проведением поправочных расходов по следующим выбранным контурам:

второму контуру, включающему кольца *VII* и *XI*:

$$\Delta h_2 = 2{,}13 + 1{,}67 = 3{,}8 \text{ м}; \quad \Sigma h_2 = 8 \text{ м};$$

$$q_{ср} \approx 34 \text{ л/с}; \quad \Delta q_2 = -\frac{3{,}8 \cdot 34}{2 \cdot 8} \approx -7{,}5 \text{ л/с};$$

третьему контуру, включающему кольца *XII* и *XIII*:

$$\Delta h_3 = 1{,}25 + 0{,}98 = 2{,}23 \text{ м}.$$

В этом контуре целесообразнее определять поправочный расход по методу пробных расходов, так как усреднение расхода здесь приводит к большим погрешностям, обусловливаемым наличием двух участков (*2—13* и *13—20*), не несущих расхода (перемычки). Поправочный расход, определенный по формуле $\Delta q = \Delta h q_{ср}/(2\Sigma h)$. получается равным $\Delta q_3 \approx -6{,}5$ л/с (заниженным), в то время как по формуле пробных расходов $\Delta q_3 = -12{,}5$ л/с.

Сначала по контуру пропускается пробный расход $\Delta q = -2$ л/с; пропуск этого расхода по контуру снижает невязку на 0,35 м, т. е. $\Delta h_3 = 2{,}23 - 0{,}35 = 1{,}88$ м.

Остаточная невязка, следовательно, будет 1,88 м и окончательный поправочный расход $\Delta q = -2 \cdot 1{,}88/0{,}35 = -10{,}5$ л/с.

Суммарный поправочный расход $\Delta q_3 = -2 - 10{,}5 = -12{,}5$ л/с (вместо — 6,5 л/с, определенных по приближенной формуле).

Четвертый контур включает одно кольцо *IV*: $\Delta h_4 = -1{,}45$ м; $\Sigma h = 8{,}35$ м; $q_{ср} \approx 28$ л/с; $\Delta q_4 = 2{,}5$ л/с. По методу пробных расходов $\Delta q_4 = 4$ л/с. Этот расход и принимается по четвертому контуру.

Несовпадение значений поправочных расходов, определенных по различным формулам, объясняется наличием в контуре участков, несущих небольшой расход, что занижает значение поправочного расхода, определенного по формуле, включающей средний расход по контуру.

Пятый контур включает кольца *IX* и *X*: $\Delta q_5 = 2$ л/с.

Шестой контур включает кольцо *IX*: $\Delta q_6 = 1$ л/с.

В результате проведенной увязки сети невязки во всех кольцах не превышают допустимой величины (0,5 м). Невязка потерь напора во внешнем контуре сети составляет $\Delta h_{вн.к} = 0{,}36$ м, что может быть признано допустимым. Это свидетельствует о том, что расходы и потери напора в участках сети определены с достаточной для практических целей точностью.

В результате увязки фиктивного кольца уточнены значения расхода воды, подаваемой насосной станцией, напоры, создаваемые насосом при работе в период наибольшего транзита, а также

расхода воды, поступающей в бак башни: $Q_н = 444{,}5$ л/с; $H_н = 70{,}03$ м; $Q_б = 64{,}7$ л/с. Полученные значения $Q_н$ и $H_н$ обеспечиваются насосами выбранного типа при их работе в области достаточно высокого КПД.

Случай наибольшего водопотребления. При двустороннем питании кольцевой сети процесс ее увязки часто вызывает бо́льшие трудности, чем при транзите воды в башню, особенно если выбранные насосы создают напор, близкий к требуемому напору в час наибольшего транзита воды в башню. При этом осложняется характер движения воды в сети, затрудняется анализ полученных невязок и выбор наиболее эффективной системы контуров проведения поправочных расходов.

В связи с этим особенно важно четко определить те условия, соблюдение которых свидетельствует о достижении увязки всей системы, а также установить последовательность проведения процесса увязки.

Система может считаться увязанной при доведении (любыми способами) невязок во всех кольцах сети и в фиктивном кольце до величин, близких к нулю.

В практических расчетах в отдельных кольцах обычно допускается абсолютная величина невязки 0,3—0,5 м, между тем наличие таких невязок может привести к значительной разнице потерь напора в транзитных магистралях сети и к недопустимой невязке в ее внешнем контуре. В связи с этим критерием достижения увязки системы (при любом расчетном случае) является наличие невязок, не превышающих допустимую величину не только во всех элементарных кольцах сети, но и в ее внешнем контуре, а также в фиктивном кольце.

Метод Андрияшева предусматривает возможность последовательного проведения поправочных расходов по любым выбранным контурам обхода с тем, чтобы получить наиболее значительное снижение невязок. Такие контуры выбирают на каждом этапе итерации путем анализа и оценки полученных ранее невязок. Очевидно, что нет оснований для нарушения этого принципа и в отношении фиктивного кольца, т. е. можно включить фиктивные линии в любые контуры проведения поправочных расходов.

Контроль за ходом увязок может осуществляться разными способами. В рассматриваемом примере расчета фиктивное кольцо (для различных этапов увязки) образуется путем замыкания фиктивных линий пятью транзитными магистральными линиями сети, соединяющими начальный и конечный узлы сети (*А* и *5*). Такое образование фиктивного кольца позволяет ускорить процесс увязки и облегчает контроль.

Отдельные контуры, по которым проводят поправочные расходы, включают фиктивные линии или только кольца (или группы колец) реальной сети.

Первоначальное распределение расходов воды для рассматриваемого случая и соответствующее расположение границы зон питания сети от насосов и от башни (пунктирная линия *аа*) показаны на схеме рис. VIII. 6.

В соответствии с принятым графиком работы насосов $Q_н = 455{,}5$ л/с. При максимальном отборе воды 531, 2 л/с башня должна подавать недостающие 531,2—455,5 = 75,7 л/с.

В соответствии с принятым начальным распределением расходов определяют потери напора в участках сети и невязки в элементарных кольцах.

Весь путь расчета и его результаты записывают на рабочей схеме (рис. VIII.13). Принятые обозначения и порядок записи те же, что и при расчете на случай наибольшего транзита. Видно, что в результате гидравлического расчета положение границы зон питания *аа* изменилось.

По найденным потерям напора в отдельных участках находят алгебраические суммы потерь напора в пяти основных транзитных магистралях:

I . . . . . *А—2—3—4—5* с $\Sigma h_I = 6{,}99$ м

II . . . . . *А—13—14—15—5* с $\Sigma h_{II} = 8{,}8$ м

III . . . . . *А—20—19—18—17—16—6—5* с $\Sigma h_{III} = 6{,}23$ м

IV . . . . . *А—11—10—9—8—7′—7—6—5* с $\Sigma h_{IV} = 9{,}28$ м

V . . . . . *А—11—10—21—7—6—5* с $\Sigma h_V = 9{,}15$ м

Подставляя эти значения потерь напора в общее выражение невязки в фиктивном кольце:

$$\Delta h_ф = -H_н + H_{геом} + h_{в.н} - h_{в.б} + \Sigma h_с,$$

получаем невязки для всех пяти намеченных случаев.

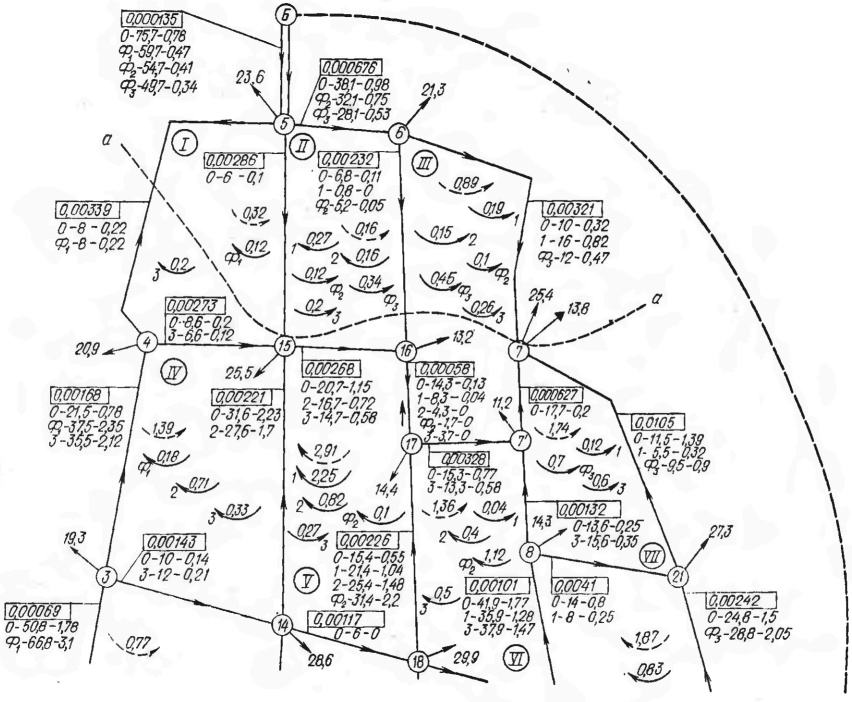
Напор насосов $H_н = H_0 - h_н$. Для принятых насосов $H_0 = 90{,}8$ м; $H_{геом} = 43$ м.

Потери напора в водоводе от насоса до сети $h_{в.н}$ при принятой подаче насосов $Q_н = 455, 5$ л/с равны 11,8 м; потери напора в самом насосе $h_н = S_н Q_н^2 = 22{,}6$ м; потери напора в водоводе от башни до сети $h_{в.б} = 0{,}78$ м. Тогда: $\Delta h_ф = -90{,}8 + 43 + 22{,}6 + 11{,}8 - 0{,}78 + \Sigma h_с = \Sigma h_с - 14{,}18$.

Подставляя в это выражение приведенные выше значения Σh для каждой из пяти параллельно включенных транзитных магистралей, получим: $\Delta h_I = -7{,}19$ м; $\Delta h_{II} = -5{,}38$ м; $\Delta h_{III} = -7{,}95$ м; $\Delta h_{IV} = -4{,}9$ м; $\Delta h_V = -5{,}03$ м.

Знаки невязок для всех пяти фиктивных колец показывают, что первоначально намечаемая (по графику) подача насосов занижена. В действительности при максимальном отборе воды из сети подача насосов должна быть больше. Наиболее недогруженными оказались транзитные магистрали I и III. Очевидно, что эти магистрали и должны быть прежде всего использованы для включения в контур обхода, охватывающий фиктивные линии первого поправочного расхода $\Delta q_{ф1}$. Контуры обхода всех поправочных расходов показаны на рис. VIII.14.

Анализ невязок в элементарных кольцах сети, граничащих с I и III магистралями, показывает, что наибольший эффект увязки сети может дать проведение поправочного расхода по некоторому


0,000135
0-75,7-0,78
Φ2-59,7-0,47
Φ1-54,7-0,41
Φ3-48,7-0,34
0,000676
0-38,1-0,98
Φ2-32,1-0,75
Φ3-28,1-0,53
0,00286
0-6 -0,1
0,00232
0-6,8-0,11
1-0,6-0
Φ2-5,2-0,05
0,00339
0-8-0,22
Φ1-8-0,22
0,00321
0-10-0,32
1-16-0,82
Φ3-12-0,47
0,00273
0-8,6-0,2
3-6,6-0,12
0,00168
0-21,5-0,78
Φ3-37,5-2,35
3-35,5-2,12
0,00221
0-31,6-2,23
2-27,6-1,7
0,00268
0-20,7-1,15
2-16,7-0,72
3-14,7-0,58
0,00058
0-14,3-0,13
1-8,3-0,04
2-4,3-0
Φ3-1,7-0
3-37-0
0,000627
0-17,7-0,2
0,0105
0-11,5-1,39
1-5,5-0,32
Φ3-9,5-0,9
0,00143
0-10-0,14
3-12-0,21
0,00226
0-15,4-0,55
1-21,4-1,04
2-25,4-1,48
Φ2-31,4-2,2
0,00328
0-15,3-0,77
3-13,3-0,58
0,00132
0-13,6-0,25
3-15,6-0,35
0,00117
0-6-0
0,00101
0-41,9-1,77
1-35,9-1,28
3-37,9-1,47
0,00041
0-14-0,8
1-8-0,25
0,00242
0-24,8-1,5
Φ3-28,8-2,05
0,00069
0-50,8-1,78
Φ1-66,8-3,1
I
II
III
IV
V
VI
VII
a
a
5
6
4
15
16
7
17
3
14
18
8
21
23,6
21,3
20,9
25,5
25,4
13,8
13,2
11,2
19,3
14,4
14,3
27,3
28,6
29,9
0,32
0,12
0,2
0,27
0,16
0,12
0,34
0,2
0,89
0,19
0,15
0,1
0,45
0,26
1,39
0,18
0,71
0,33
2,91
2,25
0,82
0,27
0,1
0,04
1,12
0,5
0,77
1,74
0,12
0,7
0,6
1,87
0,83

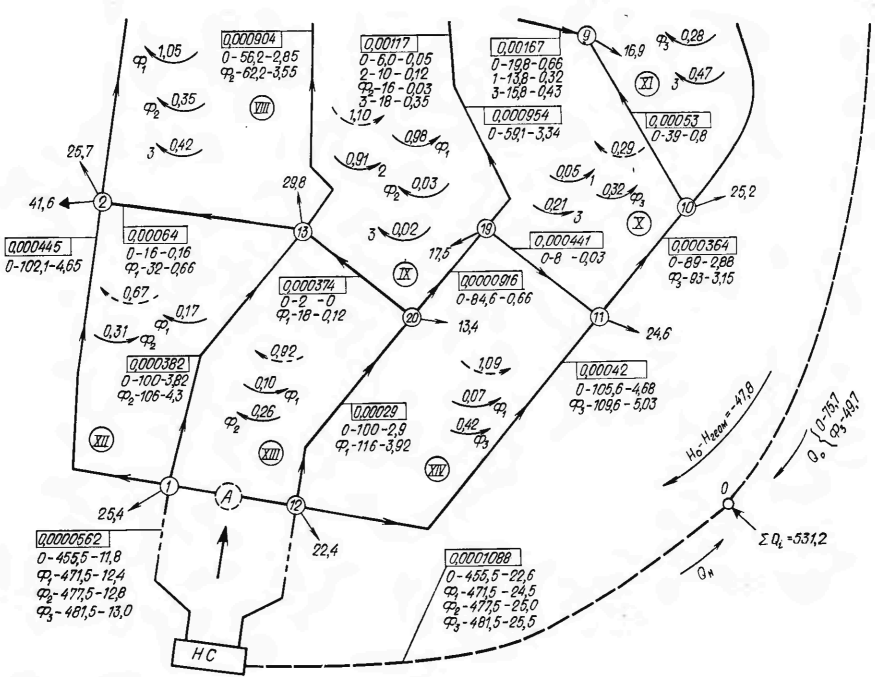

0,000904
0-56,2-2,85
Ф2-62,2-3,55
0,00117
0-6,0-0,05
2-10-0,12
Ф2-16-0,03
3-18-0,35
0,00167
0-19,8-0,66
1-13,8-0,32
3-15,8-0,43
0,000954
0-59,1-3,34
0,00053
0-39-0,8
0,000445
0-102,1-4,65
0,00064
0-16-0,16
Ф1-32-0,66
0,000374
0-2-0
Ф1-18-0,12
0,0000916
0-84,6-0,66
0,000441
0-8-0,03
0,000364
0-89-2,88
Ф3-93-3,15
0,000382
0-100-3,82
Ф2-106-4,3
0,00029
0-100-2,9
Ф1-116-3,92
0,00042
0-105,6-4,68
Ф3-109,6-5,03
0,0000562
0-455,5-11,8
Ф1-471,5-12,4
Ф2-477,5-12,8
Ф3-481,5-13,0
0,0001088
0-455,5-22,6
Ф1-471,5-24,5
Ф2-477,5-25,0
Ф3-481,5-25,5
НС
Σ Qi =531,2
Qн
Ho-Hгеом=-47,8
Qo 0-75,7 Ф3-49,7

Рис. VIII.13

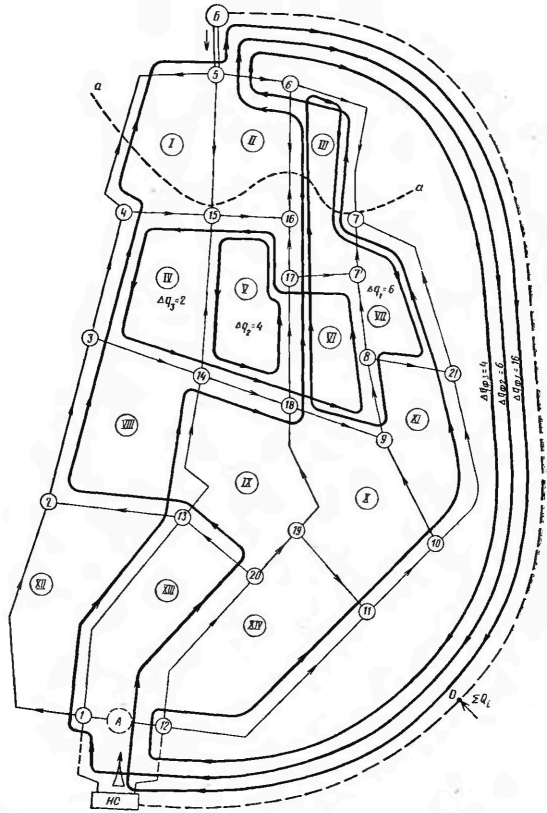


Рис. VIII.14

комбинированному пути *НС—А—20—13—2—3—4—5—Б—НС*. Такой путь обеспечивает не только существенное снижение невязок фиктивных кольцах, но и снижает невязки в ряде колец сети (*XII*, *XIII*, *IV*, *I* и др.).

Поправочный расход по намеченному пути может быть определен по одной из формул Андрияшева:

$$\Delta q_{\phi 1}=\frac{\Delta h_{\phi 1}\, q_{\text{ср}}}{2\,(\Sigma h)_{\text{направл}}}\,.$$

Среднее значение расхода в цепи участков, составляющих контур, $q_{ср} = (455{,}5 + 100 + 2 + 16 + 50{,}8 + 21{,}5 + 8 + 75{,}7 + 455{,}5)/9 \approx 133$ л/с. Сумма абсолютных значений потерь напора в фиктивном кольце $\Sigma h = 11{,}8 + 2{,}9 + 0{,}16 + 1{,}78 + 0{,}78 + 0{,}22 + 0{,}78 + 22{,}6 = 41$ м.

Невязка потерь напора в рассматриваемом контуре $\Delta h_{ф1} = -8{,}78$ м, тогда $\Delta q_{ф1} = 14{,}5$ л/с.

Использование указанной формулы в данном случае дает несколько заниженное значение Δh, так как некоторые участки контура кольца почти не имеют нагрузки (2—*13*; *13*—*20*; *4*—*5*).

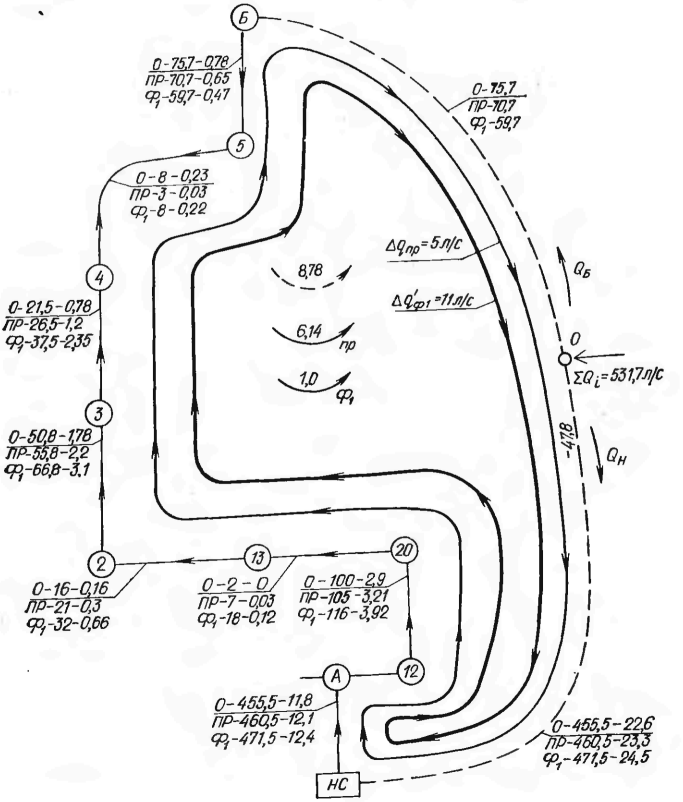


Рис. VIII.15

Таблица VIII.6

Циклы увязки	Невязки $\Delta h_ф$ в фиктивном кольце, м				
	I	II	III	IV	V
0	—7,19	—5,38	—7,95	—4,9	—5,03
$Ф_1$	—1.05	—2,57	—4,1	—2,1	—2,3
1 и 2	—1,05	—3,1	—2,93	—3,06	—3,8
$Ф_2$	—0,09	—0,96	—1,05	—1,9	—2,6
$Ф_3$	+0,68	—0,19	+0,28	+0,07	—0,49
3	+0,45	—0,19	+0,28	+0,26	—0,49

Если определять для того же контура невязку, используя метод пробных поправочных расходов (также предложенный М. М. Андриашевым), то $\Delta q_{ф1} \approx 16$ л/с, что более близко к истинному значению. Результаты использования этого метода показаны на рис. VIII.15.

Если сначала пропустить по рассматриваемому контуру пробный поправочный расход $\Delta q_{пр} = 5$ л/с (со знаком, обратным знаку невязки), то значение невязки снизится с — 8,78 до — 6,14 м, т. е. на 2,64 м. Поскольку пропуск 5 л/с снижает невязку на 2,64 м, окончательный поправочный расход, который должен снять остальную невязку 6,14 м, составит $\Delta q'_{ф1} = 5 \cdot 6{,}14/2{,}64 = 11{,}5 \approx 11$ л/с.

Полный поправочный расход по фиктивному кольцу $\Delta q_{ф1} = 5 + 11 = 16$ л/с.

Анализируя невязки в кольцах сети после проведения поправочного расхода $\Delta q_{ф1}$, видим, что для некоторых групп колец они могут быть существенно снижены проведением поправочных расходов по первому и второму контурам (см. рис. VIII.14).

В первом контуре (*6—7—21—8—9—18—17—16—6*): $\Delta h_1 = -(0{,}89 + 1{,}74 + 1{,}36) = -3{,}99$ м; $\Sigma h = 0{,}32 + 1{,}39 + 0{,}8 + 1{,}77 + 0{,}66 + 0{,}55 + 0{,}13 + 0{,}11 = 5{,}7$ м; $q_{ср} = (10 + 11{,}5 + 14 + 41{,}9 + 19{,}8 + 15{,}4 + 14{,}3 + 6{,}8)/8 = 16{,}5$ л/с. Тогда

$$\Delta q_1 = -\frac{-3{,}99 \cdot 16{,}5}{2 \cdot 5{,}7} \approx 6 \text{ л/с}.$$

Во втором контуре (*14—15—16—17—18—14*) $\Delta h_2 = 2{,}33$ м; $\Sigma h \approx 4{,}5$ м; $q_{ср} = 17{,}6$ л/с. Тогда

$$\Delta q_2 = -\frac{2{,}33 \cdot 17{,}6}{2 \cdot 4{,}5} \approx 4 \text{ л/с}.$$

После проведения по указанным путям поправочных расходов Δq_1 и Δq_2 невязки снизились в кольцах *III*, *IV*, *V*, *VI*, *VII* (см. рис. VIII.13).

Изменения потерь напора, вызванные проведением поправочных расходов $\Delta q_{ф1}$, Δq_1 и Δq_2, требуют пересчета невязок во всех пяти кольцах, образуемых фиктивными линиями и транзитными магистралями I, II, III, IV и V. Значения этих невязок приведены в табл. VIII.6.

Анализ невязок в фиктивных кольцах и кольцах сети дает основание для выбора второго увязочного контура, включающего фиктивные линии (контура Φ_2).

Все основные транзитные магистрали остаются недогруженными; более всех недогружены магистрали II, III, IV и V. Таким образом, контур проведения поправочного расхода $\Delta q_{\Phi 2}$ должен включать фиктивные линии (для возможности общего повышения подачи воды в сеть от насосов) и одновременно обеспечивать снижение невязок в кольцах сети. Для проведения этого расхода выбран путь *НС—А—1—13—14—18—17—16—6—5—Б—НС*, включающий участки II и III магистралей. Расходы и потери напора в участках сети, а также невязки в кольцах указаны на рабочей схеме (рис. VIII.13), а невязки в фиктивных кольцах — в табл. VIII.6.

Поправочный расход для рассматриваемого контура можно приближенно определить исходя из анализа результатов проведения предшествующего поправочного расхода $\Delta q_{\Phi 1}$. Проведение этого расхода, равного 16 л/с, уменьшило невязку в контуре Φ_1 примерно на 8 м.

Если сравнить значения величины ΣSq для рассматриваемого контура и для контура, по которому проводился увязочный расход $\Delta q_{\Phi 1} = 16$ л/с, то можно видеть, что они мало отличаются. Это относительное равенство ΣSq можно использовать для приближенного определения поправочного расхода в рассматриваемом контуре.

Невязка в этом контуре $\Delta h_{\Phi 2} \approx 3$ м. Следовательно, поправочный расход $\Delta q_{\Phi 2} = 6$ л/с.

После проведения поправочного расхода $\Delta q_{\Phi 2}$ невязка в фиктивном кольце значительно уменьшилась, но перегруженными еще остались фиктивные кольца IV и V.

Следующий расчетный контур Φ_3 включает участки, входящие в эти кольца. После проведения поправочного расхода $\Delta q_{\Phi 3} = 4$ л/с по контуру Φ_3 невязки во всех фиктивных кольцах снизятся до практически приемлемых величин. В отдельных элементарных кольцах невязки несколько больше допустимых; для их снижения проводится поправочный расход по третьему контуру — $\Delta q_3 = 2$ л/с.

Для проведения процесса увязки сети может быть использована также и иная система приемов, в принципе более простая и требующая меньшего проявления инициативы расчетчика, но вызывающая обычно значительное увеличение числа последовательных перераспределений расходов. Особенность такой системы увязки состоит в выборе одной определенной цепи участков сети для образования фиктивного кольца, которое сохраняется в течение всего процесса увязки. В отдельных циклах поправочный расход проводится по фиктивному кольцу, по внешнему контуру или по какому-либо элементарному кольцу (или группе элементарных колец). Для проведения поправочных расходов выбирается контур с относительно наибольшей невязкой.

Эта система приемов увязки рассматриваемой кольцевой сети при ее работе в период наибольшего водопотребления состоит в следующем.

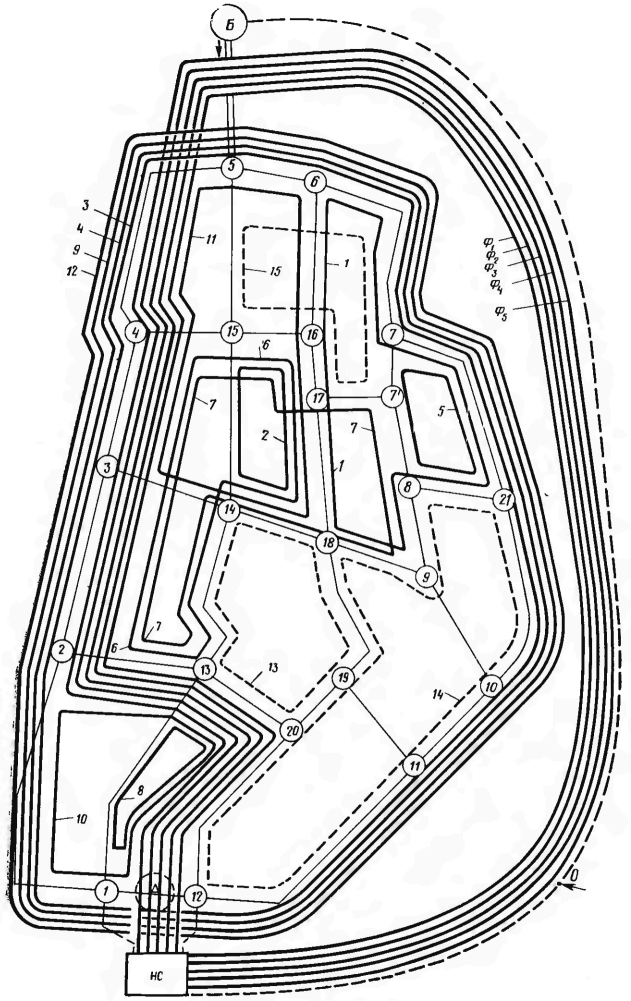


Рис. VIII.16

В фиктивное кольцо включаются линии сети, проходящие через узлы *НС—А—20—13—2—3—4—5—Б—НС*, т. е. та же цепь участков, которая была принята для образования первого фиктивного кольца в изложенном выше методе расчета. Как видно из расчетной схемы (рис. VIII.16), для удовлетворительной увязки сети при втором методе потребовалось 15 итераций, тогда как ранее эта же сеть была увязана за шесть итераций. Контуры проведения поправочных расходов в фиктивном кольце обозначены Φ_i; поправочные расходы, проводимые по внешнему контуру сети, обозначены номерами *3*, *4*, *9*, *12*, а по отдельным кольцам и группам колец —номерами — *1*, *2*, *5*, *6*, *7*, *8*, *10* и *11*.

Если проанализировать изменение невязок в фиктивном кольце, то можно усмотреть в нем определенную закономерность.

Как было отмечено выше, транзитные магистрали сети («основные направления») оказались при первоначальном потокораспределении для периода наибольшего водопотребления недогруженными и невязки в фиктивных кольцах, замыкаемых отдельными различными магистралями, составляли 6—8 м. Следовательно, требовалось все магистрали догружать.

В рассматриваемом (втором) способе увязки при проведении соответствующего поправочного расхода по выбранному (единственному) фиктивному кольцу магистраль *А—20—13—2—3—4—5* догружается и невязка в фиктивном кольце снижается. Одновременно возрастают невязки во внешнем контуре и в отдельных контурах и кольцах сети. Последующее проведение поправочных расходов по внешнему контуру и другим контурам снижает в них полученные невязки, но снова увеличивает невязку в фиктивном кольце. В результате проведения нового поправочного расхода в фиктивном кольце невязка в нем снова снижается, но увеличиваются не вязки в других контурах, примыкающих к магистрали *А—20—13—2—3—4—5*, и т. д.

Таким образом, происходит некоторый колебательный процесс изменения невязок с медленным затуханием амплитуды колебаний.

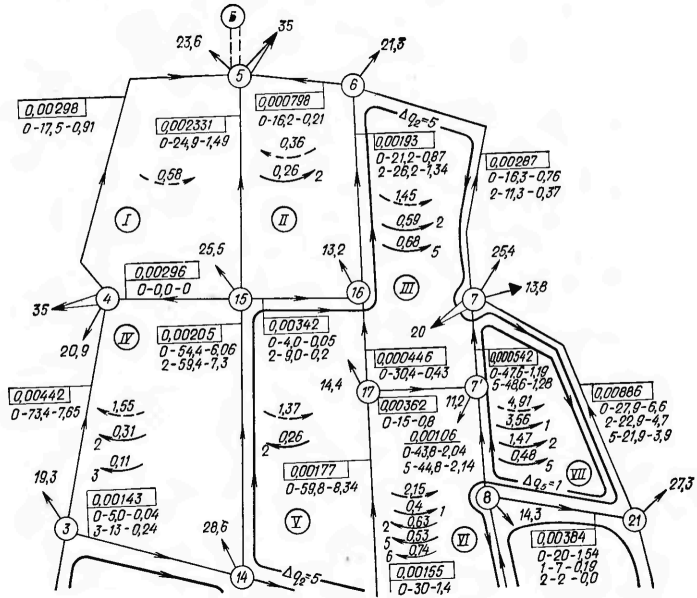
В результате проведения первого поправочного расхода $\Delta q_{\Phi 1}$ (по фиктивному контуру) потребовалось проведение поправочного расхода Δq_3 по внешнему контуру сети и расходов Δq_1 и Δq_2 по отдельным группам колец. Поправочный расход $\Delta q_{\Phi 2}$ повлек за собой необходимость проведения нового поправочного расхода по внешнему контуру Δq_4 и расходов Δq_5 и Δq_6 в других контурах.

После проведения $\Delta q_{\Phi 3}$ возникает необходимость в проведении Δq_7 и Δq_8; после проведения $\Delta q_{\Phi 4}$ проводится третий поправочный расход Δq_9 по внешнему контуру и поправочные расходы Δq_{10} и Δq_{11} по другим контурам.

Следовательно, приемлемая степень увязки системы была достигнута путем 17 последовательных приближений.

Все контуры обхода показаны на схеме сети (см. рис. VIII.16), а последовательность проведения и значения поправочных расходов даны в табл. VIII.7.

Для ручного счета подобная система увязки представляется чрезмерно громоздкой.


Б
23,6
35
21,8
5
6
0,00298
0-17,5-0,91
0,002331
0-24,9-1,49
0,58
0,000798
0-16,2-0,21
0,36
0,26
2
I
II
$\Delta q_2=5$
0,00193
0-21,2-0,87
2-26,2-1,34
1,45
0,59
2
0,68
5
0,00287
0-16,3-0,76
2-11,3-0,37
25,5
13,2
25,4
13,8
0,00296
0-0,0-0
4
15
16
III
7
35
20,9
IV
0,00205
0-54,4-6,06
2-59,4-7,3
0,00342
0-4,0-0,05
2-9,0-0,2
20
0,000446
0-30,4-0,43
0,000542
0-47,5-1,19
5-48,6-1,28
0,00442
0-73,4-7,65
1,55
2
0,31
3
0,11
14,4
17
7'
11,2
0,00362
0-15-0,8
0,00106
0-43,8-2,04
5-44,8-2,14
4,91
3,56
1
1,47
2
0,48
5
0,00886
0-27,9-6,6
2-22,9-4,7
5-21,9-3,9
1,37
2
0,26
19,3
0,00177
0-59,8-8,34
VII
$\Delta q_2=1$
27,3
2,15
0,4
1
2
0,63
5
0,53
6
0,74
8
21
3
0,00143
0-5,0-0,04
3-13-0,24
28,6
V
VI
14,3
0,00384
0-20-1,54
1-7-0,19
2-2-0,0
14
$\Delta q_2=5$
0,00155
0-30-1,4

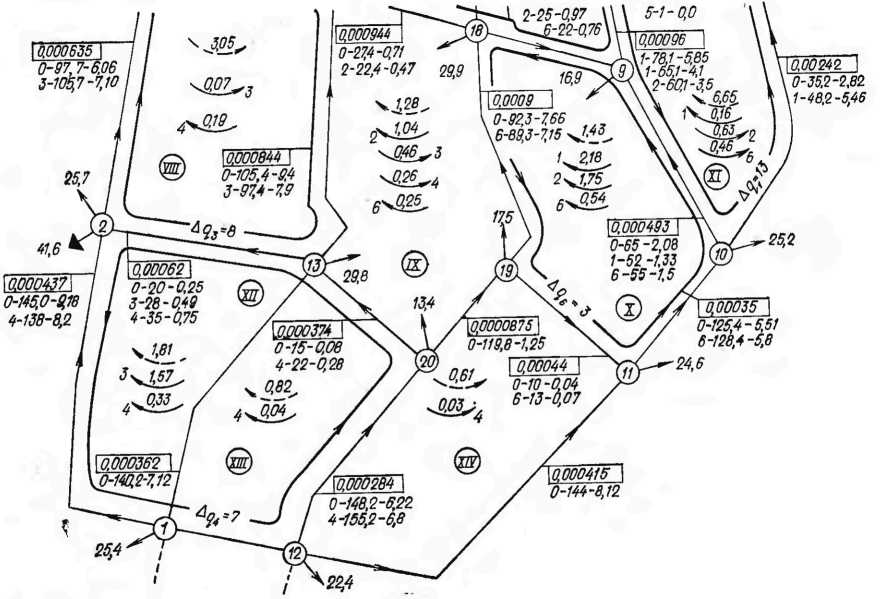

0,000635
0-97,7-6,06
3-105,7-7,10
3,05
0,07
3
4
0,19
0,000844
0-105,4-9,4
3-97,4-7,9
VIII
25,7
2
41,6
Δq3=8
0,000437
0-145,0-9,78
4-138-8,2
0,00062
0-20-0,25
3-28-0,49
4-35-0,75
XII
1,81
3
1,57
4
0,33
0,000362
0-140,2-7,12
XIII
Δq1=7
25,4
1
0,000944
0-27,4-0,71
2-22,4-0,47
29,9
1,28
2
1,04
0,46
3
0,26
4
6
0,25
29,8
0,000374
0-15-0,08
4-22-0,28
0,82
4
0,04
0,000284
0-148,2-6,22
4-155,2-6,8
12
22,4
13
IX
18
2-25-0,97
6-22-0,76
16,9
0,0009
0-92,3-7,66
6-88,3-7,15
1,43
1
2,18
2
1,75
6
0,54
17,5
19
Δq2=3
13,4
0,0000875
0-119,8-1,25
20
0,61
0,03
4
XIV
0,000415
0-144-8,12
5-1-0,0
9
0,00096
1-78,1-5,85
1-65,1-4,1
2-60,1-3,5
6,65
1
0,16
0,63
2
0,46
6
XI
0,00242
0-35,2-2,82
1-48,2-5,46
Δq4=13
25,2
10
0,000493
0-65-2,08
1-52-1,33
6-55-1,5
X
0,00035
0-125,4-5,51
6-128,4-5,8
24,6
11
0,00044
0-10-0,04
6-13-0,07

Рис. VIII.17

Таблица VIII.7

Последовательность проведения Δq	Δq, л/с	Последовательность проведения Δq	Δq, л/с	Последовательность проведения Δq	Δq, л/с
Φ_1	16	5	2	9	1
1	6	6	3	10	2
2	4	Φ_3	3	11	1
3	3	7	3	Φ_5	1
Φ_2	3	8	3	12	1
4	2	Φ_4	2		

Поверочный расчет сети на пропуск пожарного расхода. В соответствии со СНиП II-31-74, для проверки системы на подачу расхода, требуемого для тушения возможных пожаров (в период наибольшего водопотребления), принято три одновременных пожара: два в жилых кварталах города (в точках *4* и *5*, наиболее удаленных от насосной станции) с подачей 35 л/с и один на промышленном предприятии (точка *7*) с подачей 20 л/с (рис. VIII.17). Отсюда суммарный расход на нужды пожаротушения составляет 90 л/с, а общий расход воды городом 531,2 + 90 = 621,2 л/с.

Так как во время пожара объем бака башни не может обеспечить подачи требуемых количеств воды (и вообще бак башни может в этот момент не иметь воды), при расчете системы на пожар предполагается, что башня в работе системы не участвует.

На насосной станции на время пожара включаются и работают три насоса, т. е. к двум постоянно работающим насосам дополнительно присоединяется третий насос такого же типа. Характеристика $Q—H$ трех совместно работающих насосов приведена далее (см. рис. VIII.19).

При условии исключения башни из работы системы во время пожара отпадает необходимость во внешней увязке сети и проводится лишь ее внутренняя увязка для нахождения истинного распределения расходов, требуемого напора на насосной станции и потерь напора.

В процессе увязки сети, проводившейся по методу Андрияшева, потребовалось последовательное проведение шести поправочных расходов: двух — по группам колец и четырех — по отдельным кольцам сети.

Запись проведения расчета и контуры проведения поправочных расходов даны на рис. VIII.17.

Окончательная невязка по внешнему контуру равна нулю; в отдельных кольцах невязка достигает 0,7 м. Дальнейшей увязки не требуется, так как она не приведет к сколько-нибудь существенному изменению расчетного напора на насосной станции. Скорость течения в отдельных участках сети не превышает допустимых пределов.

Средние суммарные потери в сети (от узла *A* до узла *5*), считая по внешнему контуру системы, составляют 23,86 м. Потери напора в водоводах от насосной станции до сети при пропуске 621,2 л/с составляют 21,25 м при скорости течения 1,58 м/с.

§ 30. Анализ результатов расчета сети городского водопровода

Результаты увязки сети для всех трех рассмотренных случаев ее работы позволяют проверить, насколько приемлемы выбранные насосы и уточнить режим их работы в зависимости от режима водопотребления.

Для нормальной работы системы в соответствии с графиком потребления воды (см. рис. VIII.5) была намечена равномерная работа двух параллельно включенных насосов с общей подачей 455,5л/с. Предварительно определенный напор, который должны были создавать насосы, составлял около 73 м для случая наибольшего транзита и около 62 м для случая наибольшего водопотребления.

Проведение внутренней и внешней увязки сети показало, что в часы наибольшего транзита при заданном отборе воды из сети 379,8 л/с выбранные насосы могут подавать в сеть 444,5, а не 455,5 л/с, и из них 64,7 л/с будут транзитом передаваться в башню. В часы наибольшего водопотребления при двустороннем питании сети насосы фактически будут подавать 481,5 л/с при заданном отборе воды (в эти часы) 531,2 л/с. Недостающие 49,7 л/с будет давать башня. Таким образом, фактический график работы (при запланированном режиме водопотребления) будет существенно отличаться от предполагаемого; подача насосов будет меняться в диапазоне от 444,5 до 481,5 л/с. Соответственно будут меняться и создаваемые ими напоры.

Эти напоры можно определять как путем сложения геометрической высоты подъема воды и всех потерь напора в системе для обоих рассмотренных случаев работы, так и путем использования характеристик $Q—H$ принятых насосов.

В часы наибольшего транзита (рис. VIII.18, *а*)

$$H_{\text{н}} = H_{\text{геом}} + h_{\text{в.н}} + \Sigma h_{\text{с}} + h_{\text{в.б}}.$$

Геометрическая высота подъема $H_{\text{геом}} = (H_{\text{б}} + h_{\text{б}} + (z_{\text{б}} - z_{\text{н}}) = (24 + 2) + (132 - 113) = 45$ м. Потери в водоводах: $h_{\text{в.н}} = 11{,}1$ м; $h_{\text{в.б}} = 0{,}57$ м. Средние потери напора в сети, определенные по четырем транзитным магистралям, составляют 13,36 м (при невязке по внешнему контуру $\Delta h = 0{,}36$ м).

Окончательно получим $H_{\text{н}} = 45 + 11{,}1 + 13{,}36 + 0{,}57 = 70{,}03$ м.

Для случая наибольшего водопотребления (рис. VIII.18, *б*)

$$H_{\text{н}} = H_{\text{геом}} + h_{\text{в.н}} + \Sigma h_{\text{с}} - h_{\text{в.б}},$$

где $H_{\text{геом}} = 43$ м; $h_{\text{в.н}} = 13$ м; $\Sigma h_{\text{с}}$ — алгебраическая сумма потерь напора в сети при ее двустороннем питании, определенная как средняя по четырем магистралям; $\Sigma h_{\text{с}} = 10$ м; $h_{\text{в.б}} = 0{,}34$ м.

Следовательно, $H_{\text{н}} = 43 + 13 + 10 - 0{,}34 = 65{,}66$ м.

Таким образом, два включенных параллельно насоса принятой марки при совместной работе с сетью и башней (при запланированном режиме водопотребления) будут фактически работать в следующем диапазоне изменений $Q_{\text{н}}$ и $H_{\text{н}}$: от $Q_{\text{н}} = 444{,}5$ л/с при $H_{\text{н}} = 70$ м до $Q_{\text{н}} = 481{,}5$ л/с при $H_{\text{н}} = 65{,}7$ м.

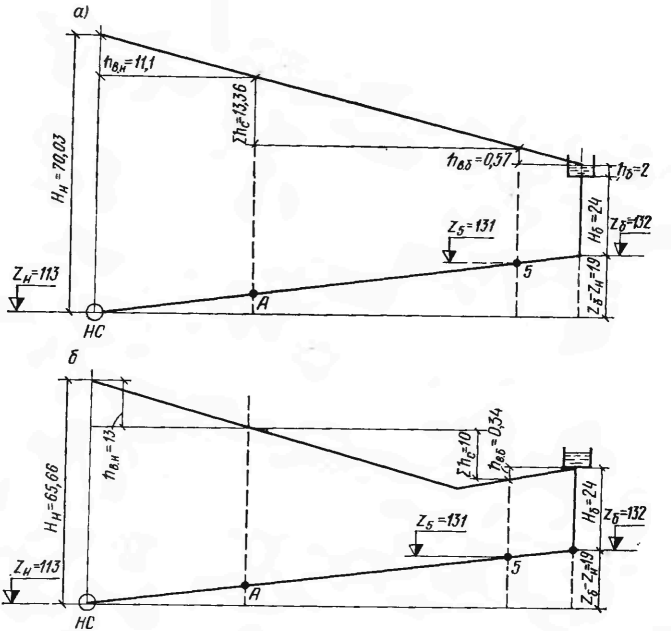


Рис. VIII.18

Тот же результат может быть получен непосредственно из рассмотрения напорно-расходных характеристик используемых насосов (рис. VIII.19). Здесь кривая *I* — характеристика принятого для использования насоса; кривая *II* — характеристика двух параллельно работающих насосов (при обоих случаях нормальной работы системы) и кривая *III* — характеристика трех совместно работающих насосов того же типа в периоды пожаротушения. Точки *а* и *б*, расположенные около кривой *II*, имеют ординаты, соответствующие значениям напора насосов для случая наибольшего водопотребления (точка *а*, $H_н$ = 62 м) и для случая наибольшего транзита (точка *б*, $H_н$ = 73 м) при первоначально запланированной постоянной подаче насосов 455,5 л/с. Расположение этих точек относительно кривой *II* (точка *а* более удалена от кривой, чем точка *б*) показывает, что первоначально принятые для увязки сети параметры работы насосов были более близки к действительности для случая транзита, чем для случая наибольшего водопотребления. В результате этого процесс увязки для последнего расчетного случая был осложнен.

Точки a' и $б'$, лежащие на кривой $Q—H$ принятых для использования насосов (кривая *II*), имеют абсциссы, соответствующие предельным значениям изменяющихся расходов подаваемой воды: $Q = 444{,}5$ л/с — при наибольшем транзите и $Q = 481{,}5$ л/с — при наибольшем водопотреблении. Ординаты этих точек соответствуют напорам, создаваемым насосами при указанных подачах. Эти величины близко совпадают с полученными при расчетах.

Проведенный расчет системы на случай пожара в часы наибольшего водопотребления дает следующие потери напора в системе: в водоводах $h_{в.н} = 21{,}6$ м; в сети от точки присоединения к ней водоводов до самой удаленной точки пожара $(\Sigma h)_{А-5} = 23{,}86$ м.

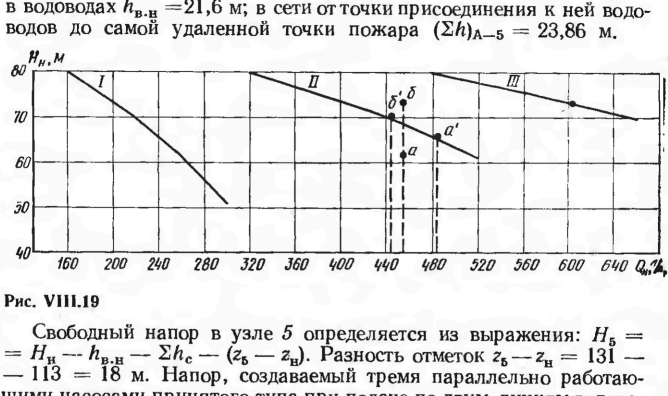


Рис. VIII.19

Свободный напор в узле *5* определяется из выражения: $H_5 = H_н - h_{в.н} - \Sigma h_с - (z_5 - z_н)$. Разность отметок $z_5 - z_н = 131 - 113 = 18$ м. Напор, создаваемый тремя параллельно работающими насосами принятого типа при подаче по двум линиям водовода 621,2 л/с, может быть найден по характеристике (кривая *III* на рис. VIII.19) или по приближенному аналитическому выражению $H_н = 90{,}8 - S_а Q_н^2$. Тем и другим способом получена величина $H_н$, близкая к 72 м. Отсюда $H_5 = 72 - 21{,}6 - 23{,}86 - 18 = 8{,}54$ м.

Таким образом, в наиболее неблагоприятно расположенной точке пожара обеспечивается напор несколько ниже рекомендуемого нормами, но допускаемый ими в отдельных случаях. В данном случае «расчетные» точки пожаров расположены наиболее неблагоприятным образом, поскольку они сконцентрированы в самом удаленном от насосной станции и самом возвышенном районе сети. В связи с этим можно считать допустимым использование во время пожара совместной работы трех выбранных насосов. При этом следует учитывать значительные преимущества установки на станции однотипных насосов.

Результаты расчетов были использованы также для определения свободных напоров в узлах сети при всех расчетных случаях ее работы. Свободный напор $H_{св\,i} = П_i - z_i$, т. е. он равен разности пьезометрической и геодезической отметок узла.

На рис. VIII.20 и VIII.21 соответственно приведены схемы сети для обоих расчетных случаев нормальной работы системы с указанием пьезометрических отметок (верхняя строка), геодезической

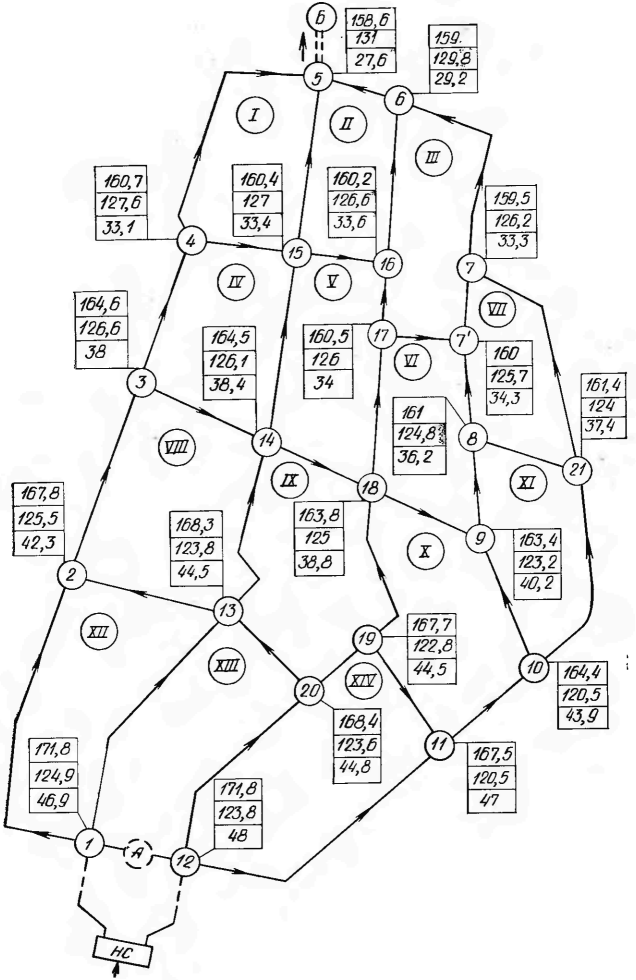

6
158,6
131
27,6
159.
129,8
29,2
5
6
I
II
III
160,7
127,6
33,1
160,4
127
33,4
160,2
126,6
33,6
159,5
126,2
33,3
4
15
16
7
IV
V
VII
164,6
126,6
38
164,5
126,1
38,4
160,5
126
34
17
7'
VI
160
125,7
34,3
161,4
124
37,4
3
161
124,8
36,2
VIII
14
8
21
IX
18
XI
167,8
125,5
42,3
168,3
123,8
44,5
163,8
125
38,8
9
163,4
123,2
40,2
X
2
13
XII
19
167,7
122,8
44,5
XIII
XIV
10
164,4
120,5
43,9
20
168,4
123,6
44,8
11
171,8
124,9
46,9
167,5
120,5
47
171,8
123,8
48
1
A
12
НС

Рис. VIII.20

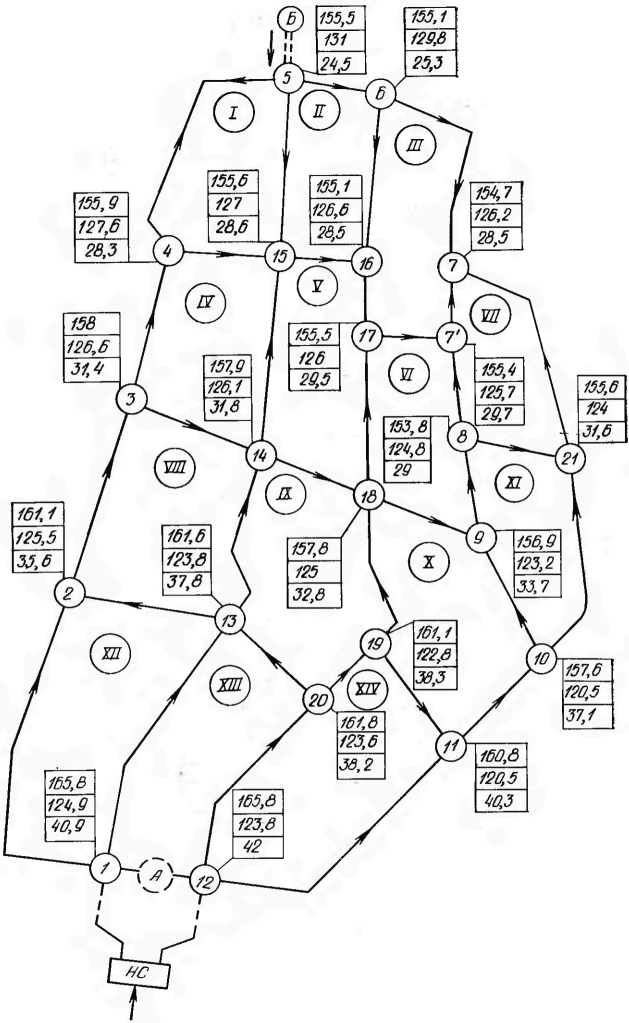

Б
155,5
131
24,5
155,1
129,8
25,3
5
6
I
II
III
155,6
127
28,6
155,1
126,6
28,5
154,7
126,2
28,5
155,9
127,6
28,3
4
15
16
7
IV
V
158
126,6
31,4
155,5
126
29,5
17
7'
VII
157,9
126,1
31,8
VI
155,4
125,7
29,7
155,6
124
31,6
3
153,8
124,8
29
8
21
VIII
14
IX
18
XI
161,1
125,5
35,6
161,6
123,8
37,8
157,8
125
32,8
9
156,9
123,2
33,7
X
2
13
19
161,1
122,8
38,3
XII
XIII
XIV
20
10
157,6
120,5
37,1
161,8
123,6
38,2
11
160,8
120,5
40,3
165,8
124,9
40,9
165,8
123,8
42
1
А
12
НС

Рис. VIII.21

отметки (средняя строка) и свободного напора (нижняя строка); все эти цифры помещены в прямоугольниках, привязанных к каждому узлу. Пьезометрические отметки для случая наибольшего транзита вычислялись при половинном наполнении бака башни. В момент ее полного наполнения отметки во всех узлах будут больше на 2 м. Пьезометрические отметки и свободные напоры для периода наибольшего водопотребления вычислены в предположении, что в баке нет воды.

Пьезометрические отметки, а следовательно, и свободные напоры вычислялись путем прибавления или вычитания потерь напора в участках при переходе от одного узла к другому. Получаемая пьезометрическая поверхность привязывалась к точкам с фиксированными (известными) отметками. В первую очередь были определены пьезометрические отметки узлов внешнего контура и к ним привязывались внутренние узлы. Так как сеть после увязки имела некоторые допустимые невязки потерь напора в кольцах, пьезометрические отметки вычислялись приближенно, поэтому на схемах рис. VIII.20 и VIII.21 разность пьезометрических отметок соседних узлов отличается в некоторой степени от потерь напора в линиях, соединяющих узлы, т. е. от потерь, полученных в результате расчета. Это неизбежное отличие незначительно и не создает сколько-нибудь существенного искажения характера пьезометрической поверхности и весьма мало влияет на величину свободных напоров. Результаты вычисления свободных напоров показывают, что они лежат в задаваемых пределах, т. е. не ниже требуемых 24 м (согласно расчетной этажности) и не выше предельно допускаемых 60 м.

Для случая работы системы во время пожара подобные схемы пьезометрических отметок и свободных напоров не составлялись. Допустимость полученных свободных напоров в пониженных районах сети была проверена по наиболее низкорасположенным и близким к началу сети узлам. Эти напоры не превышают допустимых.

Наконец, на рис. VIII.22 дана схема с нанесенными на ней значениями диаметров и длин всех участков и окончательными расходами и скоростями в участках сети для всех рассмотренных случаев ее работы.

В данном примере результаты расчета не использовались для корректировки графиков подачи воды в течение расчетных суток, так же как и корректировки принятого первоначально объема бака водонапорной башни. Подобные расчеты были проведены в гл. VII. Там же были проведены расчеты водоводов на случай аварии.

В заключение необходимо указать на имеющиеся недостатки систем с контрезервуаром. Основным недостатком этих систем является неизбежность весьма значительного диапазона колебания давлений в сети и водоводах при различных режимах работы системы. В период транзитной подачи воды в контрезервуар насосы должны обеспечивать подачу относительно большого сосредоточенного расхода в самую удаленную точку системы, которая в то же время имеет самую высокую пьезометрическую отметку. В указанных условиях бывает весьма трудно обеспечить допускаемое давление в сети (не более 60 м).

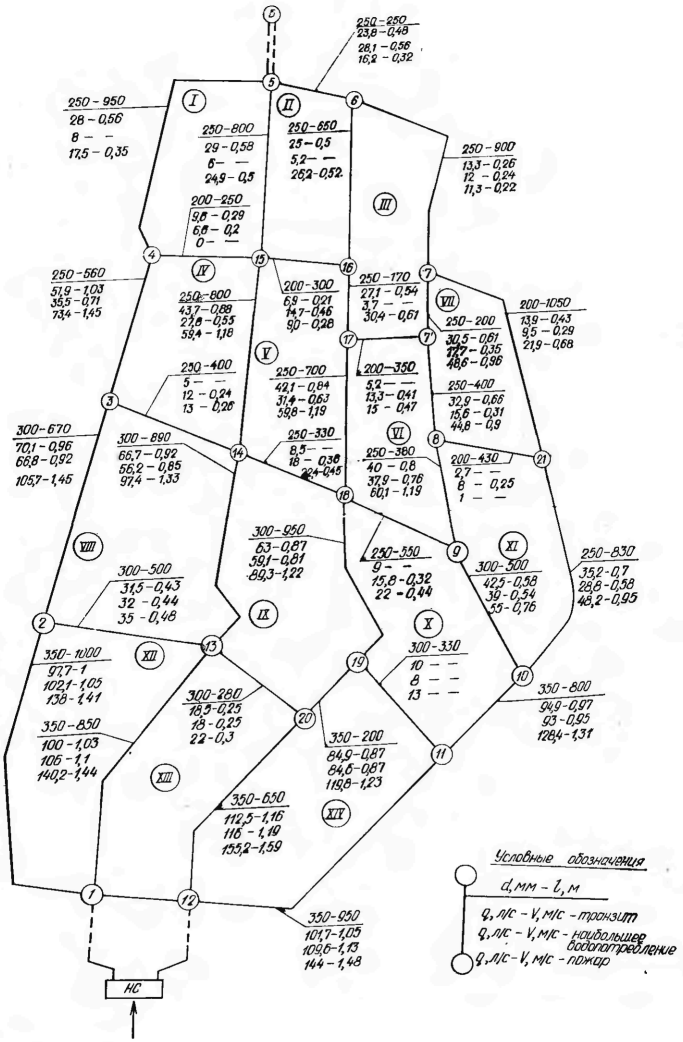

250 - 250
23,8 - 0,48
28,1 - 0,56
16,2 - 0,32
250 - 950
28 - 0,56
8 - —
17,5 - 0,35
I
250 - 800
29 - 0,58
6 - —
24,9 - 0,5
200 - 250
9,6 - 0,29
6,6 - 0,2
0 - —
II
250 - 650
25 - 0,5
5,2 - —
26,2 - 0,52
250 - 900
13,3 - 0,26
12 - 0,24
11,3 - 0,22
III
250 - 560
51,9 - 1,03
35,5 - 0,71
73,4 - 1,45
IV
250 - 800
43,7 - 0,88
27,6 - 0,55
59,4 - 1,18
200 - 300
6,9 - 0,21
14,7 - 0,46
9,0 - 0,28
250 - 170
27,1 - 0,54
3,7 - —
30,4 - 0,61
VII
200 - 1050
13,9 - 0,43
9,5 - 0,29
21,9 - 0,68
250 - 200
30,5 - 0,61
17,7 - 0,35
48,6 - 0,96
V
250 - 400
5 - —
12 - 0,24
13 - 0,26
250 - 700
42,1 - 0,84
31,4 - 0,63
39,8 - 1,19
200 - 350
5,2 - —
13,3 - 0,41
15 - 0,47
250 - 400
32,9 - 0,66
15,6 - 0,31
44,8 - 0,9
300 - 670
70,1 - 0,96
66,8 - 0,92
105,7 - 1,45
300 - 890
66,7 - 0,92
56,2 - 0,85
97,4 - 1,33
250 - 330
8,5 - —
18 - 0,36
24 - 0,45
VI
250 - 380
40 - 0,8
37,9 - 0,76
60,1 - 1,19
200 - 430
2,7 - —
8 - 0,25
1 - —
VIII
300 - 950
63 - 0,87
59,1 - 0,81
89,3 - 1,22
250 - 550
9 - —
15,8 - 0,32
22 - 0,44
XI
250 - 830
35,2 - 0,7
28,8 - 0,58
46,2 - 0,95
300 - 500
31,5 - 0,43
32 - 0,44
35 - 0,48
300 - 500
42,5 - 0,58
39 - 0,54
55 - 0,76
IX
X
300 - 330
10 - —
8 - —
13 - —
350 - 1000
97,7 - 1
102,1 - 1,05
138 - 1,41
XII
300 - 280
18,3 - 0,25
18 - 0,25
22 - 0,3
350 - 800
94,9 - 0,97
93 - 0,95
129,4 - 1,31
350 - 850
100 - 1,03
106 - 1,1
140,2 - 1,44
XIII
350 - 200
84,9 - 0,87
84,6 - 0,87
119,8 - 1,23
350 - 650
112,5 - 1,16
116 - 1,19
155,2 - 1,59
XIV
Условные обозначения
d, мм - l, м
q, л/с - V, м/с - транзит
q, л/с - V, м/с - наибольшее водопотребление
q, л/с - V, м/с - пожар
350 - 950
101,7 - 1,05
109,6 - 1,13
144 - 1,48
НС

Рис. VIII.22

Одним из кардинальных решений по устранению указанных недостатков является устройство низкорасположенных резервуаров (в частности, подземных) вблизи контррезервуара. При транзитной подаче воды через сеть (в часы превышения подачи над потреблением) избытки воды могут поступать в эти резервуары, для чего не требуется значительных (или вообще не требуется) повышений напора насосов головной станции. Собранная в указанные периоды в этих резервуарах вода может перекачиваться местной насосной станцией в контррезервуар и поступать оттуда в сеть в периоды превышения потребления над подачей воды от головной насосной станции. Устройство дополнительного резервуара и насосной станции вызывает определенное увеличение строительной стоимости системы в целом, но позволяет снизить суммарный расход энергии на подъем воды.

ГЛАВА IX
ОСОБЕННОСТИ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ СИСТЕМ ПОДАЧИ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДЫ С НЕСКОЛЬКИМИ ВОДОПИТАТЕЛЯМИ И НЕФИКСИРОВАННЫМИ ОТБОРАМИ

§ 31. Основные типы систем

Системы водоснабжения с несколькими водопитателями и нефиксированными отборами имеют широкое распространение, особенно в крупных и растущих городах.

Рост водопотребления и значительное расширение территории города вызывают необходимость привлечения новых источников водоснабжения. При этом подача воды от одних источников может осуществляться самотеком (водохранилища, родниковые каптажные сооружения и т. п.), а от других — насосами, что ведет к увеличению числа основных питающих насосных станций и районных станций подкачки.

В ряде случаев рост территории города обусловливает целесообразность увеличения числа (рассредоточения) напорно-регулирующих емкостей. Если на территории имеются возвышенные места (холмы), напорные емкости, выполненные в виде наземных резервуаров, могут быть расположены на них.

Наличие в системе водоснабжения нескольких напорно-регулирующих емкостей имеет ряд положительных сторон. Увеличивается надежность системы как благодаря общему увеличению запасов воды в системе, так и благодаря их рассредоточению по территории города. Тем самым повышается вероятность того, что при авариях на транзитных магистралях сети население удаленных районов города будет обеспечиваться водой из ближайшей напорно-регулирующей емкости. Кроме того, увеличение числа напорных емкостей обеспечивает некоторое «регулирование» (нивелирование) давления в водопроводной сети и сокращение диапазона его колебаний, что благотворно отражается на работе наружных и внутренних сетей,

а также водоразборной и регулирующей арматуры, ведет к снижению утечек воды.

Системы с несколькими водопитателями и нефиксированными отборами можно подразделить на следующие основные типы:

1) с одним основным водопитателем (насосная станция) и двумя или более напорными регулирующими емкостями;

2) с двумя питающими насосными станциями и одной напорной регулирующей емкостью;

3) с несколькими питающими насосными станциями и несколькими нефиксированными отборами (включая напорные регулирующие емкости).

Наличие нескольких водопитателей и нескольких нефиксированных отборов при их работе совместно с кольцевыми сетями значительно осложняет расчет систем подачи и распределения воды.

Для всех систем перечисленных типов, так же как и для рассмотренной ранее системы с контррезервуаром, характерны два основных расчетных момента их работы: момент наибольшего водопотребления и момент наибольшего поступления воды через сеть в напорные регулирующие емкости.

Однако в системах, имеющих более одной напорной регулирующей емкости, могут появиться новые расчетные случаи, когда возникает перелив (переброс) воды из одной емкости в другую.

§ 32. Системы с одной питающей насосной станцией и двумя или более напорно-регулирующими емкостями

Места расположения регулирующих емкостей на территории снабжаемого водой объекта в значительной степени диктуются наличием высоких геодезических отметок. Если такие отметки находятся в районах, удаленных от точки подачи воды, система имеет вид, представленный на рис. IX.1. Для подобной системы характер ее работы в обоих основных расчетных случаях аналогичен системам с контррезервуаром. Начальное потокораспределение в сети назначается в соответствии с совмещенным графиком водопотребления и водоподачи с учетом конфигурации сети и мест расположения регулирующих емкостей.

В момент наибольшего отбора воды из сети границы зон ее питания займут некоторое положение, показанное на рис. IX.1 пунктиром. Районы сети, примыкающие к башням, питаются от них (*I* — зона питания от башни $Б_I$; *II* —зона питания от башни $Б_{II}$), а остальная сеть снабжается водой, подаваемой насосами. При этом зона, питаемая от насосов, изолирует (разделяет) зоны питания сети от первой и второй башен.

Если в указанный расчетный момент доля участия насосной станции в покрытии общей потребности в воде будет относительно мала, границы зон могут занять положение, указанное на рис. IX.2. Здесь зоны питания сети от двух башен соприкасаются: линия *аб* будет питаться от обеих башен. Отбор воды в узле *б* будет восполняться всеми тремя источниками питания сети.

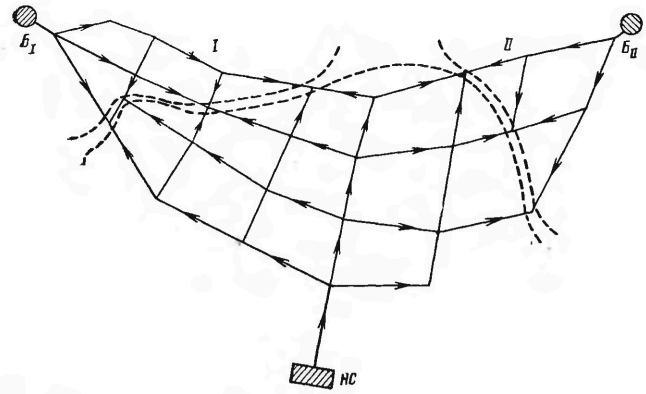


Рис. IX.1

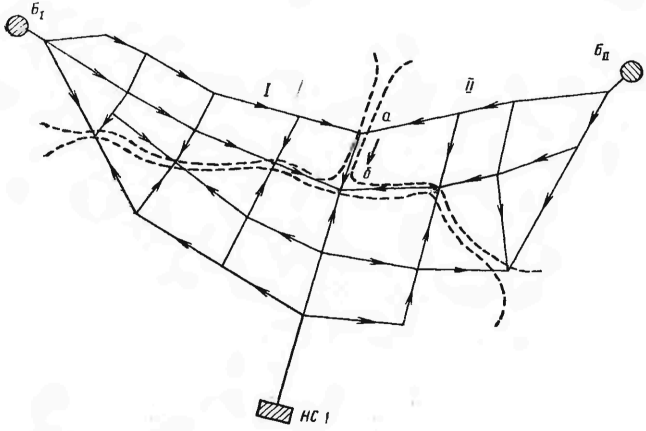


Рис. IX.2

В отдельные моменты в зависимости от соотношения фактических узловых отборов и сопротивлений участков некоторые участки сети могут питаться одновременно от насосов и одной из башен (участок *аб* на рис. IX.3) или от двух башен (участок *бв* на рис. IX.3).

В той же системе в моменты наибольшего превышения подачи воды насосами $Q_н$ над ее отбором из сети ΣQ_i движение воды будет происходить по схеме, показанной на рис. IX.4. В эти моменты обе

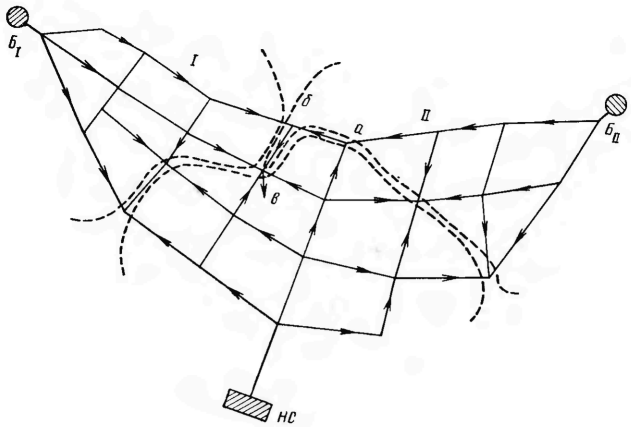


Рис. IX.3

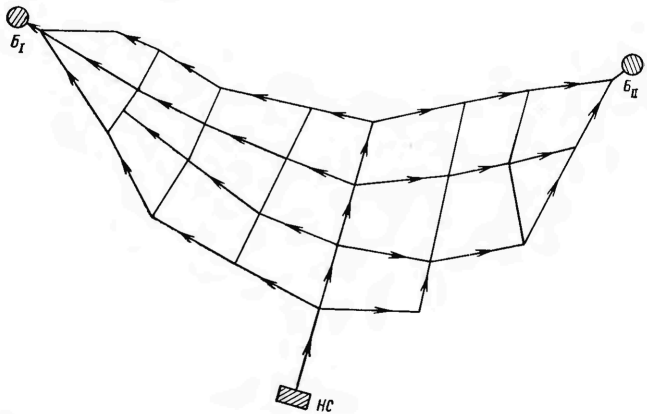


Рис. IX.4

башни должны получать воду. Если одна из башен в такие моменты не будет получать воду, значит она никогда не будет пополняться водой и не сможет выполнять функции регулирующей емкости.

Однако в зависимости от конфигурации сети и пьезометрических отметок в месте расположения башен может оказаться, что в отдельные периоды работы системы подача воды от насосов будет обеспечивать ее поступление только в одну из башен ($Б_{II}$ — на рис. IX.5). Башня $Б_I$ будет продолжать отдавать воду, причем возможно ее частичное перетекание в башню $Б_{II}$.

На рис. IX.6 схематически показано расположение пьезометрических линий в системе для случая одновременной подачи воды насосами в обе башни — *1*, для случая питания сети от обеих башен и от насоса — *2* и для случая питания сети от насосов и от башни $Б_{II}$—*3*. В последнем случае подача воды в башню $Б_{II}$ осуществля-

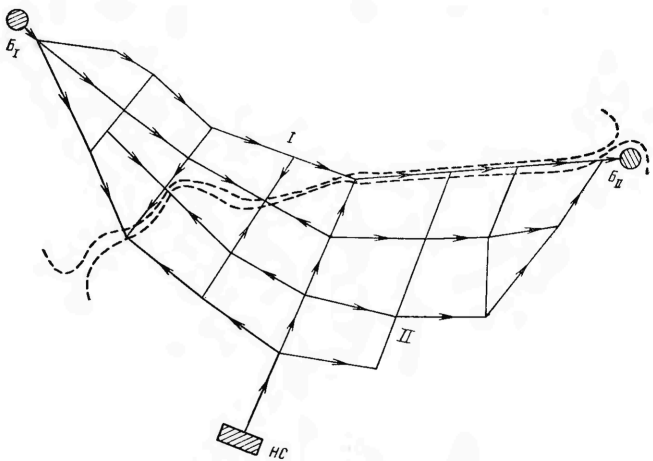


Рис. IX.5

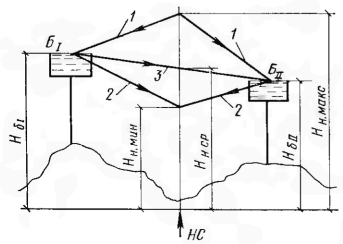


Рис. IX.6

ется частично насосами и частично башней $Б_I$ (в соответствии со схемой потокораспределения, приведенной на рис. IX.5).

В результате такого перелива может произойти переполнение более низко расположенного бака, что приведет к потерям воды. Следует отметить, что перелив воды из одной башни в другую возможен при различных пьезометрических отметках в местах их расположения и сравнительно близких объемах потребления воды и ее подачи насосами. Переброс воды из одной башни в другую влияет на расчетный объем баков. Изменение уровня воды в баках башен в отдельные часы суток (т. е. степень наполнения баков) будет влиять на схему потокораспределения и расположение пьезометрических линий.

Для анализа этого вопроса целесообразно проведение поверочных расчетов системы для отдельных часов суток с использованием ЭВМ.

В целях предотвращения бесполезного переброса воды из одной башни в другую и переполнения баков могут использоваться средства автоматики и телеуправления.

Несколько иным будет характер работы систем в тех случаях, когда территория снабжаемого водой объекта вытянута в направлении движения основных потоков воды по сети. Расположение напорных регулирующих емкостей зависит от рельефа местности. Если возвышенные отметки находятся только в зоне присоединения к сети водоводов, то нет основания устанавливать несколько башен, и мы получаем обычную систему с одной напорной регулирующей емкостью в начале сети. Если возвышенные отметки находятся в районах как близких к точке подачи воды от источника, так и удаленных от нее и таких возвышенных отметок несколько, то имеется основание для установки нескольких башен на территории объекта.

Если мы установим две башни, например $Б_I$ и $Б_{II}$ или $Б_I$ и $Б_{III}$ (рис. IX.7), то получим систему с двумя последовательно расположенными регулирующими емкостями (по отношению к направлению основного потока воды в системе), в отличие от рассмотренного выше случая, когда башни были включены параллельно. Такое «последовательное» включение башен сильно осложняет их рациональную совместную работу. Наполнение бака более удаленной башни может оказаться трудно осуществимым — более близкая к источнику питания башня может переполниться раньше, чем будет достигнута возможность подачи воды в удаленную башню. Таким образом, одни башни могут мешать успешной работе других, вызывая непроизводительные потери воды и лимитируя создание требуемых давлений в более удаленных районах сети. Установить рациональное соотношение расчетных пьезометрических отметок баков нескольких совместно работающих башен (в условиях переменного режима водопотребления) крайне трудно и возможно только путем автоматизации управления системой. Целесообразно также разделять сети на зоны с подкачкой воды повысительными насосными станциями и с установкой напорных регулирующих емкостей для отдельных зон.

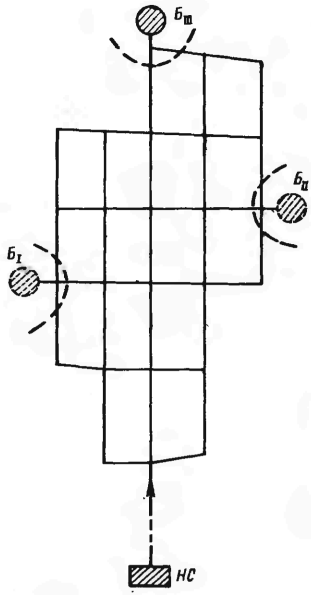


Рис. IX.7

Перед проведением собственно гидравлического расчета (внутренней и внешней увязки) подобных систем необходимо, как и в рассмотренных выше случаях, наметить начальное потокораспределение и назначить предварительно подачу основного водопитателя (насосной станции) и отборы (или подачи) регулирующих емкостей. Для каждого расчетного случая вычисляют фиксированные узловые отборы.

При нескольких емкостях задача предварительного распределения расходов осложняется, поскольку трудно установить действительный характер совместной работы насосов, башен и сети.

Начальное потокораспределение следует наметить для всех расчетных случаев. В рассматриваемой системе к таким относятся:

1) случай подачи воды в сеть от насосов и от всех регулирующих емкостей (момент наибольшего водопотребления);

2) случай подачи воды через сеть во все емкости(момент наибольшего превышения подачи воды насосами над потреблением).

При нескольких башнях следует проанализировать возможность перелива воды из одной башни в другую. В соответствии с этим должны быть скорректированы график работы насосов и отметки башен.

После осуществления начального потокораспределения должны быть назначены фиктивные расходы для всех линий сети (см. гл. IV). Основным расчетным случаем для определения диаметров здесь, так же как и в системе с одним контррезервуаром, будет случай наибольшего транзита (подача во все башни).

Если отметки башен предполагаются разными, это следует учесть при назначении сбросов r_i в них (см. § 12).

Операции по определению экономически наивыгоднейших диаметров транзитных магистралей и конструктивные соображения для назначения диаметров перемычек те же, что и при других типах систем.

Поверочные расчеты рассматриваемой системы для определения действительных значений подач и нефиксированных отборов, а

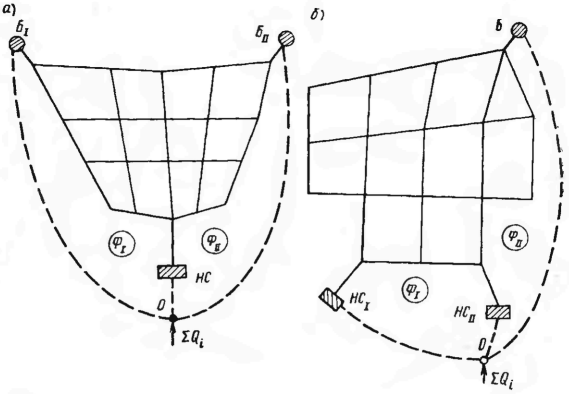


Рис. IX.8

также действительных расходов в участках сети выполняют путем проведения совместно внутренней и внешней увязки системы, аналогично изложенному для системы с контррезервуаром.

В систему с двумя или более башнями вводится соответствующее число фиктивных колец (рис. IX.8, *а*). Совместная увязка фиктивных и реальных колец дает искомые значения подач насосов, отборов (или подач) башен и расходов в водоводах и участках сети. В процессе такой увязки первоначально намеченные нефиксированные подачи и отборы могут претерпевать существенные изменения. В результате может потребоваться замена первоначально намеченных марок насосов, изменение объемов (а иногда и отметок) напорных регулирующих емкостей. После этого процесс увязки повторяется.

§ 33. Системы с несколькими питающими насосными станциями и одной или несколькими напорно-регулирующими емкостями

Простейшей системой подобного типа будет система с двумя насосными станциями, подающими воду в одну сеть, имеющую одну напорно-регулирующую емкость. Таким образом, такая система имеет две нефиксированные подачи (два водопитателя) и один нефиксированный отбор, который периодически может превращаться в третий водопитатель. По характеру работы рассматриваемая система близка к системам с контррезервуаром.

Все подготовительные операции по расчету такой системы аналогичны рассмотренным в гл. VIII. После определения диаметров проводят совместную внутреннюю и внешнюю увязку сети, для чего вводят два фиктивных кольца ($Ф_I$ и $Ф_{II}$ на рис. IX.8, *б*).

В общем случае процедура расчета систем с любым числом насосных станций и регулирующих емкостей аналогична изложенным здесь; растет лишь число вводимых в систему фиктивных колец и, следовательно, число уравнений внешней увязки.

Разумеется, в столь сложных системах еще более затрудняется предварительное назначение нефиксированных подач и отборов, что может привести к необходимости (в процессе расчета) неоднократного изменения параметров водопитателей и емкостей.

Системам, где имеются нефиксированные отборы типа, отличного от напорно-регулирующих емкостей, свойственна некоторая специфика расчета. К таким отборам, в частности, относятся бустерные насосные станции, забирающие воду из основной сети и подающие ее в сеть вышележащей зоны зонированных водопроводов.

§ 34. Зонная система с последовательно включенными зонами

Зонная система с последовательно включенными зонами показана схематически на рис. IX.9.

Для каждого расчетного случая заданы фиксированные узловые отборы в каждой зоне. После осуществления предварительного потокораспределения, определения экономически наивыгоднейших диаметров, а также выбора типа насосов и высоты башни расчет сводится к проверке действительных расходов в линиях сети, действительных значений подачи насосов и нефиксированных отборов при совместной работе всех элементов системы.

Предположим, что соотношение объемов водопотребления в зонах *I* и *II* такое, что сеть зоны *I* всегда работает с транзитом воды в зону *II*. Сеть зоны *I* не имеет напорно-регулирующей емкости. Станция подкачки HC_{II} забирает воду непосредственно из сети зоны *I* и подает ее в сеть зоны *II*. Подача станции подкачки периодически превышает отбор воды из сети зоны *II*. Таким образом, эта сеть периодически работает с транзитом воды в башню или питается с двух сторон — от HC_{II} и от башни.

Особенность подобных систем состоит в том, что станция подкачки HC_{II} является одновременно и нефиксированным отбором (для сети зоны *I*), и водопитателем (для сети зоны *II*). При этом отбор воды насосами HC_{II} всегда равен подаче.

Рассмотрим в первую очередь тот случай работы системы, когда вода поступает в башню, т. е. работу в период относительно малого водопотребления.

Искомые величины: подача насосов HC_I (Q_I), отбор (и подача) насосов HC_{II} (Q_{II}), поступление воды в башню $Q_б$. При указанном взаимном расположении элементов системы и при заданных суммарных отборах воды из сети зон *I* и *II* $(\Sigma Q_i)_I$ и $(\Sigma Q_i)_{II}$ величины Q_I, Q_{II} и $Q_б$ связаны следующими соотношениями:

$$Q_I - (\Sigma Q_i)_I = Q_{II}; \quad Q_{II} - (\Sigma Q_i)_{II} = Q_б;$$

$$Q_I - Q_б = (\Sigma Q_i)_I + (\Sigma Q_i)_{II} = (\Sigma Q_i)_c \qquad (IX.1)$$

Таким образом, независимой переменной является только одна из трех подач воды (например, Q_{I}). Остальные жестко связаны с ней через известные отборы из сети $(\Sigma Q_i)_{\text{I}}$ и $(\Sigma Q_i)_{\text{II}}$. Каждое из написанных уравнений дает возможность численно определить разность между неизвестными Q, взятыми попарно. Для этого необходимо привлечь уравнение баланса потерь напора в фиктивном кольце, образованном линиями, соединяющими фиктивный узел O со станцией $НС_{\text{I}}$ и башней $Б$ (см. рис. IX.9). Это уравнение имеет следующий вид (если пренебречь потерями напора в линиях, соединяющих станцию $НС_{\text{II}}$ с сетями зон *I* и *II* и башню $Б$ с сетью зоны *II*):

$$H_{\text{I}}-h_{\text{в}}-(\Sigma h_{ik})_{\text{I}}+H_{\text{II}}-(\Sigma h_{ik})_{\text{II}}=H_{\text{б}} \qquad \text{(IX.2)}$$

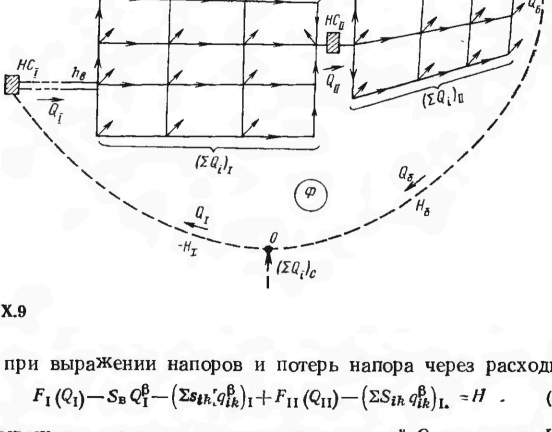


Рис. IX.9

или, при выражении напоров и потерь напора через расходы

$$F_{\text{I}}(Q_{\text{I}})-S_{\text{в}}Q_{\text{I}}^{\beta}-\left(\Sigma s_{ik}q_{ik}^{\beta}\right)_{\text{I}}+F_{\text{II}}(Q_{\text{II}})-\left(\Sigma S_{ik}q_{ik}^{\beta}\right)_{\text{I}}=H \qquad \text{(IX.3)}$$

Выражая в явном виде связь между подачей Q и напором H насосов (с использованием уравнений, аппроксимирующих графические характеристики принятых насосов), получим:

$$H_{\text{I0}}-S_{\text{нI}}Q_{\text{I}}^{\beta}-S_{\text{в}}Q_{\text{I}}^{\beta}-\left(\Sigma S_{ik}q_{ik}^{\beta}\right)_{\text{I}}+H_{\text{II0}}-S_{\text{нII}}Q_{\text{II}}^{\beta}-$$
$$-\left(\Sigma S_{ik}q_{ik}^{\beta}\right)_{\text{II}}=H_{\text{б}} \qquad \text{(IX.4)}$$

Вторым уравнением для определения неизвестных Q_{I} и Q_{II} будет уравнение баланса расходов в фиктивном узле O (см. рис. IX.9).

Совместное решение этих двух уравнений дает возможность найти численные значения Q_{I} и $Q_{\text{б}}$. Это можно сделать путём подстановки в уравнение (IX.4) вместо Q_{II} его выражения через Q_{I}:

$$Q_{\text{II}}=Q_{\text{I}}-(\Sigma Q_i)_{\text{I}}. \qquad \text{(IX.)}$$

Тогда получим одно уравнение с одним неизвестным Q_I:

$$H_{I0}-S_{нI}Q_I^{\beta}-S_в Q_I^{\beta}-(\Sigma S_{ik}q_{ik}^{\beta})_I+H_{II0}-S_{нII}[Q_I-(\Sigma Q_i)_1]^{\beta}-$$
$$-\left(\Sigma S_{ik}q_{ik}^{\beta}\right)_{II}=H_б. \qquad (IX.6)$$

Практически все напоры, потери напора и расходы находят в процессе увязки реальных и фиктивных колец сети (с соблюдением первого закона Кирхгофа) до тех пор, пока не будет удовлетворен второй закон Кирхгофа. Соответствующие этому условию значения расходов и напоров и будут искомыми.

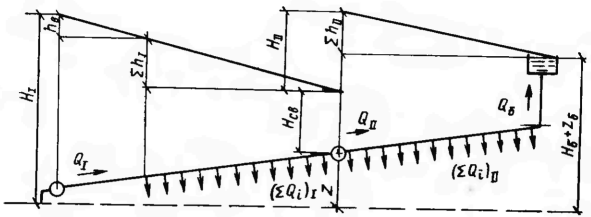


Рис. IX.10

Величина Q_{II} определяется по выражению $Q_{II}=Q_I-(\Sigma Q_i)_I$. Зная Q_I и Q_{II}, получают напоры, создаваемые насосными станциями

Характер расположения пьезометрических линий в системе, соответствующий увязке фиктивного кольца, показан на рис. IX.10.

Свободный напор в точке отбора воды из сети зоны I

$$H_{св}=H_I-h_в-\Sigma h_I-z.$$

В проведенном ранее расчете эта величина ничем не была ограничена. Между тем при совместной работе насосных станций может оказаться, что напор в сети вблизи точки отбора из нее воды насосами HC_{II} упадет ниже допустимой величины. Обычно этот напор не должен быть ниже требуемого свободного напора $H_{св}$, обусловливаемого этажностью застройки данного района.

Рассмотренная ранее задача может быть решена в варианте, когда значение $H_{св}$ в районе, примыкающем к станции HC_{II}, будет задано (см. рис. IX.10). Значения всех расходов и напоров в системе могут быть получены в этом случае путем совместной увязки реальных колец и двух фиктивных колец $Ф_I$ и $Ф_{II}$ (рис. IX.11).

В кольце $Ф_I$ одна ветвь соединяет узел O со станцией HC_I, а другая — с всасывающими патрубками насосов станции HC_{II}; в кольце $Ф_{II}$ одна ветвь идет от узла O к напорным патрубкам насосов станции HC_{II}, а вторая — к башне.

В узле O соблюдается баланс расходов в обоих фиктивных кольцах:

для $Ф_I$

$$Q_I-Q_{II}=(\Sigma Q_i)_I;$$

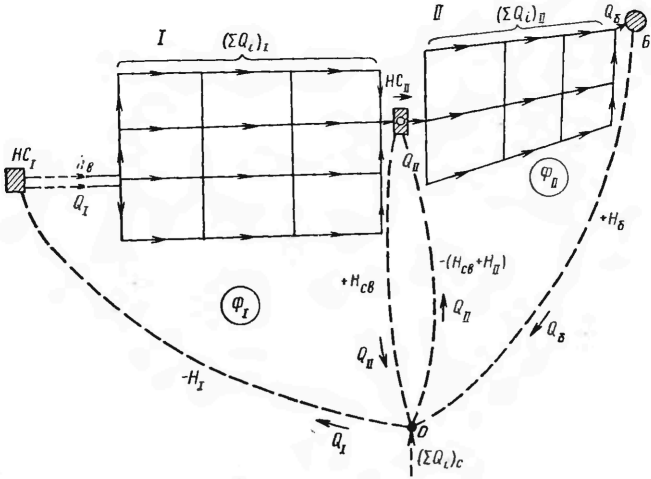


Рис. IX.11

для Φ_{II}

$$Q_{II}-Q_б=(\Sigma Q_i)_{II}.$$

Уравнение увязки фиктивных колец (т. е. условия баланса напоров) имеет вид:

$$H_I-h_в-(\Sigma h_{ik})_I=H_{св}$$

и

$$H_{св}+H_{II}-(\Sigma h_{ik})_{II}=H_б.$$

Кольцо, образованное двумя фиктивными линиями, соединяющими узел O со станцией HC_{II}, отображает характер работы насосов этой станции. В кольце циркулирует расход Q_{II}, равный отбору воды насосами из сети зоны I и ее подаче в сеть зоны II; при прохождении воды через насос напор повышается от $H_{св}$ до $H_{св}+H_{II}$. Для практических расчетов системы это кольцо не требуется.

Рассмотрим поверочный расчет этой же системы для случая, когда сеть зоны II питается с двух сторон: от станции HC_{II} и от башни $Б$. Намеченная граница питания районов этой зоны проходит по линии $аа$ (рис. IX.12).

Величины Q_I, Q_{II} и $Q_б$ связаны в этом случае следующими соотношениями:

$$Q_I-(\Sigma Q_i)_I=Q_{II};\quad Q_{II}=(\Sigma Q_i)_{II}-Q_б,$$

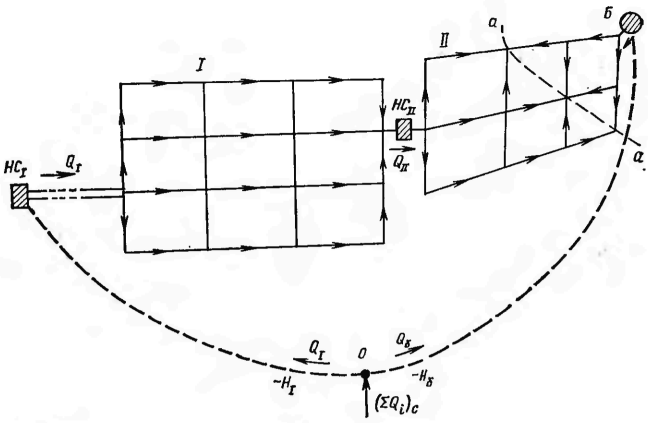


Рис. IX.12

или

$$Q_I + Q_б = (\Sigma Q_i)_I + (\Sigma Q_i)_{II} = (\Sigma Q_i)_c.$$

Как и в предыдущем случае величина Q_I может быть получена в результате совместной внутренней и внешней увязки системы (т. е. всех реальных и одного фиктивного кольца) (см. рис. IX.12).

Уравнение баланса напоров в фиктивном кольце будет иметь вид*:

$$H_I - h_в - \Sigma h_{I_н} + H_{II} - \Sigma h_{II_н} + \Sigma h_{II_б} = H_б, \qquad (IX.7)$$

где $\Sigma h_{I\,н}$ — сумма потерь напора в сети зоны I; $\Sigma h_{II\,н}$ и $\Sigma h_{II\,б}$ — суммы потерь напора в сети тех районов зоны II, которые питаются соответственно от насосов и башни.

Если подставить в это уравнение выражения H_I и H_{II} в функции Q_I и Q_{II} и выразить все потери через расходы, будет получена величина Q_I.

---

* Следует иметь в виду, что при всех преобразованиях этого уравнения знак при H_{II} не меняется и эта величина остается положительной (при принятом направлении движения воды).

ГЛАВА X
ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ГРАВИТАЦИОННЫХ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

§ 35. Общие положения. Типы систем

В гравитационных (самотечных) системах водоснабжения вода подается в сеть из высокорасположенных водоемов — как естественных, так и искусственных (озера, водохранилища, резервуары, родниковые каптажи и т. п.). Принцип определения экономически наивыгоднейших диаметров труб водоводов и линий сети в этих системах иной, чем в системах, где вода подается насосами.

В гравитационных системах для движения воды используется потенциальная энергия, определяемая величиной «располагаемого напора» питающего резервуара по отношению к пьезометрическим отметкам водопотребителей.

На рис. X.1 схематически показаны продольный профиль такой системы и расположение пьезометрической линии.

Экономически наивыгоднейшими диаметрами водовода и участков сети здесь будут такие, при которых строительная стоимость водовода и сетей будет наименьшей при условии подачи требуемых расходов воды к точкам ее отбора и при полном использовании располагаемого напора H (на преодоление гидравлических сопротивлений по пути движения воды). Для рассматриваемой системы располагаемым напором является разность пьезометрической отметки уровня воды в питающем резервуаре и пьезометрической отметки в диктующей точке системы (взятых относительно некоторой плоскости).

В системе, показанной на рис. X.1, диктующей точкой является самая удаленная точка.

Располагаемый напор $H = H_р - (H_{св} + z_д)$, где $H_{св}$ — требуемый свободный напор в диктующей точке сети. Очевидно, что величина H должна равняться сумме потерь напора в системе, т. е. $H = \Sigma h_{ik}$ (по любому пути движения воды от точки питания сети до конечной точки схода).

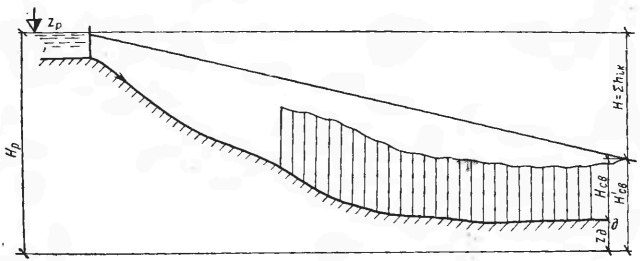


Рис. X.1

Как показывают технико-экономические расчеты, для определения экономически наивыгоднейших диаметров линий гравитационных систем могут использоваться формулы того же вида, что и для систем с подачей воды насосами, но при ином значении экономического фактора.

Расчетная величина располагаемого напора $H = \Sigma h_{ik}$ должна приниматься для момента наибольшего водопотребления. Этому моменту соответствует наибольший уклон пьезометрической линии (при любых принятых диаметрах труб). При изменении (уменьшении) расходов уклон пьезометрической линии будет уменьшаться

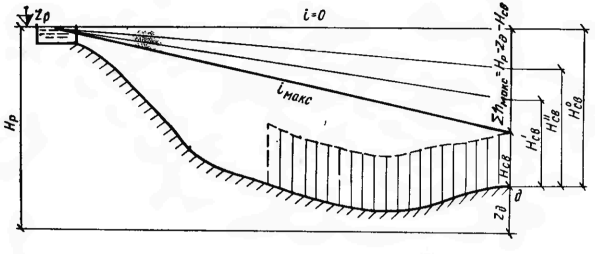


Рис. X.2

вплоть до $i = 0$ при прекращении водопотребления. При этом в сети, в частности в ее диктующей точке, давление будет превышать требуемое (соответствующее заданному напору $H_{св}$).

Однако в гравитационных системах, где движение воды обеспечивается потенциальной энергией водопитателя (даровой), в отличие от систем с подачей воды насосами, колебания водопотребления не отражаются на их экономике и не влияют на значение наивыгоднейших диаметров. Следовательно, здесь отпадает необходимость в использовании коэффициента γ (см. § 12).

Определение диаметров труб по каким-либо осредненным (за расчетный срок) расходам в рассматриваемых системах не имеет смысла.

Колебания водопотребления вызывают здесь лишь изменение фактических свободных напоров в системе и, в частности, в диктующей точке сети (рис. X.2).

Очевидно, что свободный напор в любой точке сети при любом водоотборе не должен падать ниже заданного (требуемого) значения и не должен превышать допустимого максимального значения (60 м).

Соблюдение указанных требований может вызвать существенные трудности, так как при расположении водопитателя P_1 (рис. X.3) на возвышенных отметках местности и при значительной длине водоводов давление и колебание его в сети (при изменении водопотребления) могут оказаться большими.

Одним из мероприятий, обеспечивающих уменьшение диапазона колебания давления в сети, является устройство на водоводе разгрузочного резервуара P_{II} (см. рис. X.3). Такой резервуар («прерыватель напора») может быть расположен на водоводе на отметке, обеспечивающей наличие в сети давлений, не превышающих допустимых при предельно малом водопотреблении. При этом наибольшая величина возможного для использования напора составит $H = \Sigma h_{ik}$.

Избыточный располагаемый напор ΔH_0 при изливе в резервуар P_{II} может быть в определенной мере использован для преодоления

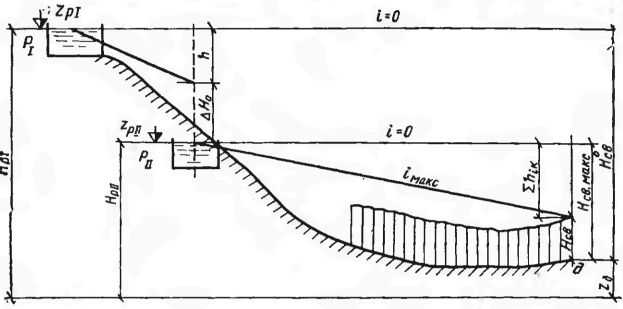


Рис. X.3

гидравлических сопротивлений на пути от P_I к P_{II}. Если при этом получаются недопустимо большие скорости, то часть напора ΔH_0 может дросселироваться задвижкой при изливе в резервуар P_{II} или использоваться для генерации электроэнергии.

В настоящее время имеется ряд примеров устройства гидроэлектростанций для утилизации избыточных напоров в гравитационных системах подачи воды. В подобных случаях величины ΔH_0 устанавливают с учетом требований ГЭС.

Гравитационные системы могут быть подразделены на следующие основные типы:

1) с одним гравитационным водопитателем (водоемом или резервуаром с заданной расчетной отметкой уровня воды) без нефиксированных отборов;

2) с двумя или более гравитационными водопитателями и нефиксированными отборами;

3) смешанного питания (с гравитационными водопитателями и насосными станциями);

4) зонные (системы «обратного» зонирования).

§ 36. Системы, имеющие кольцевые сети и один гравитационный водопитатель

Как уже было сказано, в гравитационных системах располагаемый напор H должен быть возможно более полно использован на преодоление гидравлических сопротивлений в водоводах и сети. Это обеспечивает наиболее экономичное решение задачи: диаметры труб при заданных расходах будут наименьшими. Следовательно, должно соблюдаться равенство:

$$H = \Sigma h_{ik},$$

где Σh_{ik} — потери напора в водоводах и сети по любому произвольно выбранному направлению от питающего резервуара до конечной диктующей точки кольцевой сети.

Заменяя потери напора h_{ik} через фиктивные потери напора $h_{\Phi\, ik}$, получим:

$$H = \frac{\Sigma h_{\Phi ik}}{(AQ)^{\frac{m}{\alpha+m}}} = \frac{\Sigma q_{ik}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} l_{ik} x_{ik}^{\frac{m}{\alpha+m}}}{A^{\frac{m}{\alpha+m}} Q^{\frac{m}{\alpha+m}}}.$$

Отсюда

$$A = \left[\left(\Sigma q_{ik}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} l_{ik} x_{ik}^{\frac{m}{\alpha+m}}\right) \Big/ H\right]^{\frac{\alpha+m}{m}} \Big/ Q; \qquad (X.1)$$

$$\Theta = k^{\frac{\alpha+m}{m}} A = \left[k\left(\Sigma q_{ik}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} l_{ik} x_{ik}^{\frac{m}{\alpha+m}}\right) \Big/ H\right]^{\frac{\alpha+m}{m}} \Big/ Q. \qquad (X.2)$$

Если подставить полученное выражение Θ в общую формулу наивыгоднейшего диаметра

$$d = \Theta^{\frac{1}{\alpha+m}} (Qx_{ik}/q_{ik})^{\frac{1}{\alpha+m}} q_{ik}^{\frac{3}{\alpha+m}} \qquad (X.3)$$

то получим следующую формулу для определения наивыгоднейшего диаметра линий кольцевой сети гравитационных систем:

$$d_{ik} = \left\{\left[k\left(\Sigma q_{ik}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} l_{ik} x_{ik}^{\frac{m}{\alpha+m}}\right) \Big/ H\right]^{\frac{\alpha+m}{m}} \Big/ Q\right\}^{\frac{1}{\alpha+m}} \times$$

$$\times (Qx_{ik}/q_{ik})^{\frac{1}{\alpha+m}} q_{ik}^{\frac{3}{\alpha+m}} = \left[k\left(\Sigma q_{ik}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} l_{ik} x_{ik}^{\frac{m}{\alpha+m}}\right) \Big/ H\right]^{\frac{1}{m}} x_{ik}^{\frac{1}{\alpha+m}} q_{ik}^{\frac{2}{\alpha+m}} \qquad (X.4)$$

При проведении численных расчетов удобнее, определив величину Θ по формуле (X.2), получать значения наивыгоднейших диаметров непосредственно по общей формуле (X.3). Это позволяет использовать понятие приведенных расходов и пользоваться таблицами предельных экономических расходов.

Порядок расчета гравитационных систем с кольцевыми сетями без нефиксированных отборов может быть следующим:

I — намечают начальное потокораспределение в участках сети в соответствии с указаниями § 11;

II — намечают распределение фиктивных расходов;

III — вычисляют экономический фактор $Э$ по формуле (X.2). Для этого используют значения q_{ik} и x_{ik} для одного из путей движения воды от точки питания до конечной точки схода потоков (предполагается, что сеть имеет одну точку схода), заданную величину

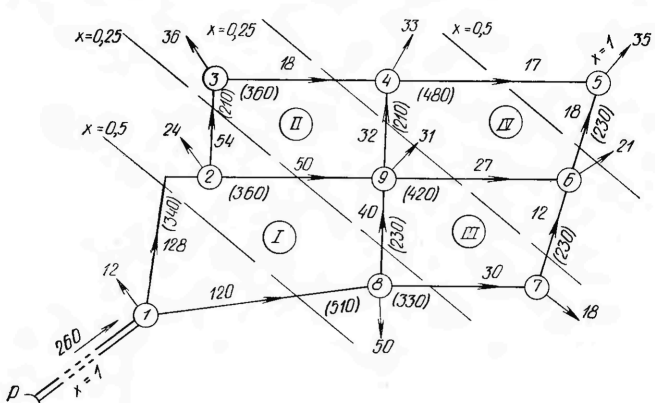


Рис. X.4

располагаемого напора H и величину k (в соответствии с используемой формулой потерь напора).

Распределение величин x_{ik} и определение диаметров производят так, как указано в гл. IV. В основном фиктивные расходы x_{ik} проводят по транзитным магистралям. Диаметры перемычек и малонагруженных линий назначают по конструктивным соображениям с учетом требований надежности.

При наличии в рассчитываемой сети двух или более конечных точек схода потоков при распределении x_{ik} должны быть учтены все соображения, изложенные в гл. IV. Учитывается также разность заданных пьезометрических отметок в этих точках.

Диаметры можно подбирать по приведенным расходам с использованием обычных таблиц предельных экономических расходов.

После определения диаметров труб проводят обычную внутреннюю увязку сети. Полученные в результате увязки потери напора позволяют определить сумму Σh_{ik} на пути от водопитателя до конечной (диктующей) точки сети и проверить степень использования располагаемого напора H.

Разность $H - \Sigma h_{ik} = \pm \Delta h$ дает величину общей невязки. При $\Sigma h_{ik} \neq H$ свободный напор в диктующей точке будет несколько больше или меньше требуемого. Величина Δh не должна быть значительной.

Пример X.1. Требуется определить диаметры кольцевой сети гравитационной системы водоснабжения, показанной на рис. X.4. Сеть питается от резервуара P, расположенного на условной отметке 100 м. В момент наибольшего водопотребления в сеть подается $Q = 260$ л/с. Это же количество воды расходуется в виде условных узловых отборов (цифры у стрелок в узлах). В результате начального потокораспределения, осуществленного с учетом тре-

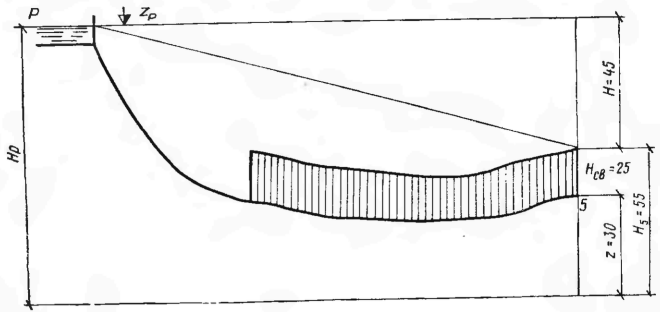


Рис. X.5

бований надежности, определены расходы в участках сети q_{ik} (рис. X.4, цифры у стрелок на участках). Длины всех участков известны (цифры в скобках).

Для приближенного определения значений фиктивного расхода x_{ik} на сеть нанесен ряд сечений (пунктирных линий). Величина x_{ik} участка принимается равной $1/n$, где n — число пересекаемых данной линией участков (см. гл. IV). Полученные величины x_{ik} показаны на схеме сети. В данном частном случае значения x_{ik} удовлетворяют первому закону Кирхгофа.

При применении методов точного технико-экономического расчета сети фиктивные расходы (первоначально намеченные указанным способом) должны быть уточнены в процессе увязки сети по фиктивным потерям напора. Для вычисления фиктивных потерь напора $h_{\phi ik}$ используют полученные значения x_{ik}. Нахождение фиктивных потерь напора, приведенных в табл. X.1, необходимо для вычисления экономического фактора $Э$, в соответствии с которым определяют наивыгоднейшие диаметры сети.

В выражение экономического фактора $Э$ для гравитационных систем входит сумма фиктивных потерь напора:

$$\Sigma h_{\phi ik} = \Sigma S_{\phi ik}^{-\frac{m}{\alpha+m}} x_{ik}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} = \Sigma q_{ik}^{-\frac{m}{\alpha+m}} l_{ik}^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}} x_{ik}. \qquad (X.5)$$

Таким образом, для определения h_{ik} необходимо найти сумму фиктивных потерь напора.

Принимая приближенно

$$\frac{2\alpha}{\alpha+m} = 0{,}5 \text{ и } \frac{m}{\alpha+m} = 0{,}75,$$

Таблица X.1

Участок	q_{ih}, л/с	$q_{ik}^{0,5}$	l_{ih}, км	$S_{\Phi ih}=q_{ik}^{0,5}l_{ih}$	x_{ih}	$x_{ik}^{-0,75}$	$h_{\Phi ik}$, м	Qx_{ih}	$\frac{Qx_{ih}}{q_{ih}}$	$\sqrt[3]{\frac{Qx_{ih}}{q_{ih}}}$	$0,49\sqrt[3]{\frac{Qx_{ih}}{q_{ih}}}$	$q'_{ik}=q_{ik}\cdot 0,49\times\sqrt[3]{\frac{Qx_{ih}}{q_{ih}}}$	d_{ih}, мм
1—2	128	11,31	0,34	3,84	0,5	1,7	6,55	130	1,02	1,01	0,5	64	250
2—3	54	7,35	0,21	1,55	0,25	2,8	4,35	65	1,22	1 07	0,53	28,8	200
3—4	18	4,24	0,36	1,53	0,25	2,8	4,29	65	3,6	1,54	0,75	13.5	150
4—5	17	4,12	0,48	1,98	0,5	1,7	3,37	130	7,6	1,97	0,96	16,4	150
							$\Sigma h_{\Phi 1-4-5}=18,56$						
1—8	120	10,95	0,51	5,61	0,5	1,7	9,52	130	1,08	1,03	0,5	60	250
8—7	30	5,48	0,33	1,8	0,25	2,8	5,05	65	2,16	1,3	0,64	19,2	150
7—6	12	3,46	0,23	0,8	0,25	2,8	2,24	65	5,4	1,75	0,86	10,4	150
6—5	18	4,24	0,23	0,98	0,5	1,7	1,67	130	7,2	1,98	0,95	17,1	150
							$\Sigma h_{\Phi 1-8-5}=18,48$						
Водовод	$\frac{260}{2}=130$	11,4	2	22,8	0,5	1,7	38,8	130	—	—	—	130	350

Таблица X.2

Участок	q_{ik}, л/с	l_{ik}, км	x_{ik}	Qx_{ik}	$\frac{Qx_{ik}}{q_{ik}}$	$\sqrt[3]{\frac{Qx_{ik}}{q_{ik}}}$	$q'_{ik}=q_{ik}\cdot 0{,}49\sqrt[3]{\frac{Qx_{ik}}{q_{ik}}}$	$h_{н}$, м	d_{ik}, мм
2—9	50	0,36	0,25	65	1,3	1,1	26,9	7,4	200
9—6	27	0,42	0,25	65	2,4	1,34	17,7	11,3	150
8—9	40	0,23	0,25	65	1,6	1,17	22,9	3	200
9—4	32	0,21	0,25	65	2,06	1,27	20,1	8	150

получим

$$h_{\Phi ik}=q_{ik}^{0,5}\,l_{ik}\,x_{ik}^{-0,75}. \qquad (X.6)$$

По этой формуле вычисляют h_{ik} для цепей участков сети от начальной точки *1* до конечной точки *5*. Результаты вычислений для обеих ветвей внешнего контура (между указанными точками) приведены в табл. X.1.

Суммарные фиктивные потери напора по линиям внешнего контура сети: $\Sigma h_{\Phi\ 1-4-5}=18{,}56$ м; $\Sigma h_{\Phi\ 1-8-5}=18{,}48$ м. Среднее значение суммарных потерь напора по ветвям внешнего контура: $h_{\Phi.ср}=18{,}52$ м. Фиктивные потери напора в водоводе: $h_{\Phi\cdot в}=38{,}8$ м. Полные (средние) фиктивные потери напора от питающего резервуара до конечной точки схода потоков *5*: $18{,}52+38{,}8=57{,}32$ м.

Для определения экономического фактора $Э$ кроме величины $\Sigma h_{\Phi\ ik}$ необходимо знать полный располагаемый напор H и коэффициент k.

Предположим, что пьезометрическая отметка питающего резервуара равна 100 м, расчетная пьезометрическая отметка в конечной точке схода потоков *5* составляет $H_5=z_5+H_{св}=55$ м (рис. X.5). Тогда располагаемый напор $H=H_р-H_5=100-55=45$ м.

Экономический фактор $Э=k^{\frac{\alpha+m}{m}}A$.

Для вычисления A используем формулу (X.1). Выражение в числителе этой формулы представляет собой сумму фиктивных потерь напора $\Sigma h_{\Phi\ ik}$ в сети и водоводе, т. е.

$$A=[(\Sigma h_{\Phi ik})/H]^{\frac{\alpha+m}{m}}/Q=[(1000\cdot 10^{-3/2}\cdot 57{,}32)/45]^{4/3}/0{,}26=575.$$

Сомножитель 1000 введен в это выражение для перевода длины линий и километров (как дано в табл. X.1) в метры, а сомножитель $10^{-3/2}$ — для перевода расхода из литров в секунду в кубические метры в секунду.

Для рассматриваемого случая $k=1{,}69\cdot 10^{-3}$ (для Q, м³/с). Тогда $k^{\frac{\alpha+m}{m}}=k^{4/3}=2{,}07\cdot 10^{-4}$.

В результате $Э=k^{4/3}\,A=2{,}07\cdot 10^{-4}\cdot 575=0{,}119$.

Диаметры труб могут быть определены с использованием таблиц предельных экономических расходов, подсчитанных по формуле приведенного расхода:

$$q'_{ik}=q_{ik}\sqrt[3]{Э/Э_т}\;\sqrt[3]{Qx_{ik}/q_{ik}}.$$

Если использовать таблицу предельных экономических расходов при $Э_т=1$ (для Q, м³/с), то:

$$\sqrt[3]{Э/Э_т}=\sqrt[3]{0{,}0119/1}=0{,}49.$$

В табл. X.1 вычислены фиктивные потери напора для водовода и линий внешнего контура рассчитываемой сети. Нахождение суммарных фиктивных потерь в системе (от водопитателя до конечной точки схода потоков) было необходимо (и использовано) для определения экономического фактора гравитационной системы.

Внешний контур оказался хорошо увязанным по фиктивным потерям напора и их дальнейшее уточнение не проводилось.

Далее, в той же таблице определены для участков внешнего контура сети приведенные расходы и найдены (по таблице предельных экономических расходов) ближайшие к наивыгоднейшим стандартные диаметры.

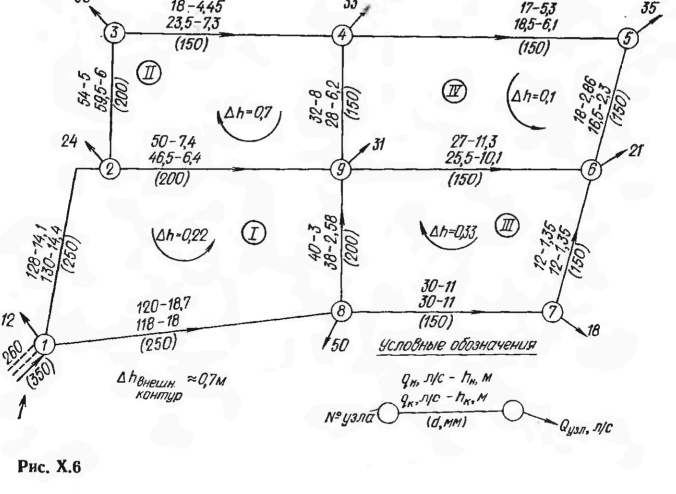


Рис. X.6

Прежде чем проводить гидравлическую увязку сети, вычислим приведенные расходы, диаметры и потери напора для четырех внутренних участков сети табл. X.2).

Результаты гидравлической увязки рассматриваемой четырехкольцевой сети записаны на рис. X.6 (для каждого участка указаны начальные значения расходов и потерь напора $q_н$ и $h_н$ и их окончательные значения $q_к$ и $h_к$. В центре колец указаны конечные значения невязок Δh в них. Средние потери напора во внешнем контуре сети от начальной точки *1* до конечной *5* равны 32,34 м. Потери напора в каждой из двух линий водоводов (при $l = 2$ км, $d = 350$ мм и $q = 130$ л/с) составят $7{,}38 \cdot 2 = 14{,}76$ м. Таким образом, суммарные потери напора в системе от резервуара до диктующей точки сети *5* будут: $32{,}34 + 14{,}76 = 47$ м. Эта величина на 2 м превышает заданный располагаемый напор, что приведет к некоторому (незначительному) снижению подаваемого расхода. Если это недопустимо, то диаметр водоводов следует увеличить до ближайшего большего по сортаменту (т. е. до 400 мм). Это целесообразно и с точки зрения обеспечения объекта водой при аварии на одной из линий водовода.

§ 37. Системы с двумя или более гравитационными водопитателями и нефиксированными отборами

Необходимость привлечения дополнительных источников водоснабжения возникает обычно в результате роста водопотребления и недостаточной мощности уже используемого источника для удовлетворения возрастающих потребностей в воде.

При наличии соответствующих природных условий могут быть сооружены системы с двумя или более гравитационными водопита-

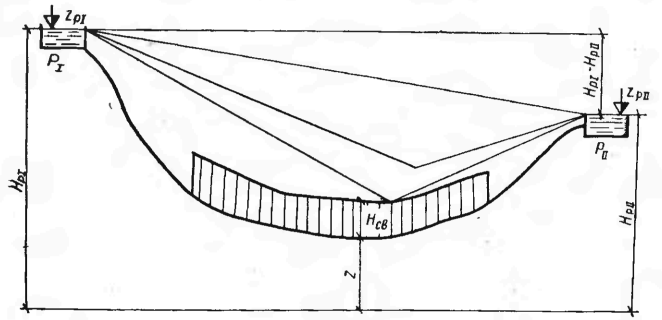


Рис. X.7

телями. Характер и режим совместной работы этих водопитателей зависит от их взаимного расположения и отметок, а также от формы территории снабжаемого водой объекта. Если водопитатели находятся на близких по высоте отметках и располагаются более или менее «симметрично» по отношению к объекту, то они могут успешно работать при любых изменениях количества отбираемой потребителями воды.

Большинство гравитационных водопитателей (озера, водохранилища) позволяет изменять подачу воды объекту в соответствии с его графиком водопотребления.

Родниковые каптажи дают постоянное, иногда медленно изменяющееся по сезонам года количество воды.

Гравитационный водопитатель, подающий воду непосредственно в распределительную сеть, периодически (в часы малого водопотребления) вынужден сбрасывать (бесполезно) избыток воды.

В некоторых случаях целесообразно использовать два водопитателя в часы большого водопотребления, а в часы малого водопотребления — один из них, выключая из работы второй, обычно меньший. В подобной системе в часы наибольшего водопотребления второй водопитатель играет роль контррезервуара (но с независимым питанием). В часы малого водопотребления в этот водопитатель, если его не отключают, будет поступать избыток воды, подаваемый

в сеть от первого источника. При относительно малой мощности второго источника такое периодическое его пополнение может оказаться целесообразным для балансирования общего количества воды, забираемой из природных источников.

В определенных условиях может оказаться целесообразным устройство специального контррезервуара для гравитационной системы — регулирующей емкости, не имеющей собственного питания от природного источника. Это рационально при вытянутой территории снабжаемого объекта (рис. X.7), так как позволяет уменьшить

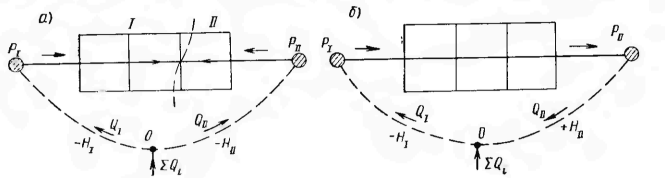


Рис. X.8

диаметры магистралей, подающих воду от питающего резервуара P_I, или снизить отметку его расположения (при тех же диаметрах).

Расчетное расположение пьезометрических линий в системе в момент наибольшего водопотребления должно обеспечить свободный напор в сети $H_{св}$. При снижении водопотребления точка встречи пьезометрических линий будет постепенно подниматься, пока не дойдет до уровня $z_{р\,II}$. После этого начнется поступление воды в контррезервуар P_{II}, т. е. он превратится в нефиксированный отбор. Наличие контррезервуара будет также благоприятно влиять на снижение пьезометрических отметок в системе в часы минимального водоразбора.

Расчет гравитационных систем при наличии нефиксированных отборов проводится аналогично изложенному в гл. VIII с той разницей, что основные водопитатели (один или несколько) имеют характеристику $z = \text{const}$.

Так, для схем системы, представленных на рис. X.8, расчет сети проводится путем введения дополнительного фиктивного кольца.

Уравнение увязки фиктивного контура для случая наибольшего водопотребления (рис. X.8, *а*):

$$H_I - (\Sigma S_{ik}\, q_{ik}^{\beta})_I + (\Sigma S_{ik}\, q_{ik}^{\beta})_{II} - H_{II} = 0; \qquad (X.7)$$

уравнение баланса расходов в фиктивном узле *О*:

$$Q_I - (\Sigma Q_i)_{макс} + Q_{II} = 0. \qquad (X.8)$$

Для случая наименьшего водопотребления (наибольшего транзита в P_{II}) (рис. X.8, *б*):

$$H_I - (\Sigma S_{ik}\, q_{ik}^{\beta})_I - (\Sigma S_{ik}\, q_{ik}^{\beta})_{II} - H_{II} = 0 \qquad (X.7а)$$

и

$$Q_{\text{I}} - (\Sigma Q_i)_{\text{мин}} - Q_{\text{II}} = 0. \qquad \text{(X.8а)}$$

Неизвестными являются Q_{I}, Q_{II} и q_{ik}, т. е. $p + e = n + m + e - 1$ неизвестных (p — число участков; e — число нефиксированных отборов; n — число колец и m — число узлов).

Приведенные уравнения добавляют к системе n уравнений вида $\Sigma S_{ik}\, q_{ik}^{\beta} = 0$ для колец реальной сети и m уравнений вида $Q_i + \Sigma q_{ik} = 0$ для всех узлов сети. Таким образом, общее число уравнений будет $n + m + e - 1$, т. е. равно числу неизвестных расходов.

Задачу решают путем проведения совместной внутренней и внешней увязки системы. Тот же путь решения может быть использован при любом числе водопитателей и нефиксированных отборов любого типа.

§ 38. Системы смешанного питания

Рассмотрим системы, получающие воду от высокорасположенного водоема (самотеком) и от насосной станции (забирающей воду из другого источника). Устройство таких систем может быть вызвано как соотношением мощности имеющихся (возможных для использования) природных источников и требуемого объема водопотребления, так и условиями развития (роста) объекта водоснабжения.

Например, город на первый период предполагаемого развития (на некоторый расчетный срок) может быть полностью обеспечен водой высокорасположенных родников. Высокое качество воды в них и экономические преимущества гравитационной подачи воды обычно приводят к выбору этого источника как первоочередного. Однако на некотором этапе развития города его возросшие потребности в воде могут вызвать необходимость привлечения дополнительного источника, например реки (с подачей воды насосами).

При реконструкции систем водоснабжения в ряде случаев приходится переходить к системам смешанного питания (рис. X.9). При этом очевидна целесообразность продолжения использования высокорасположенного источника в наиболее полной мере (и возможно дольше) и подачи недостающего количества воды от реки.

Предположим, что в периоды наибольшего водопотребления ($Q_{\text{макс}}$) воды, подаваемой от родника, хватает для снабжения города до границы *аа*. В этот период насосы должны подавать $Q_{\text{макс}} - Q_{\text{р}}$. В момент наибольшего водопотребления связь между напорами, создаваемыми обоими водопитателями, будет выражаться следующим образом (см. рис. X.9):

$$H_{\text{р}} - \Sigma h_{\text{р}} = H_{\text{н}} + z_{\text{н}} - \Sigma h_{\text{н}}. \qquad \text{(X.9)}$$

Здесь постоянными величинами будут $H_{\text{р}}$ и $z_{\text{н}}$. Величина $H_{\text{н}} = H_0 - S_{\text{н}} Q_{\text{н}}^{\beta}$ изменяется при изменении подачи воды насосами $Q_{\text{н}}$ — возрастает с ее уменьшением. При этом в результате колебания объема водопотребления граница зон питания сети будет менять свое положение.

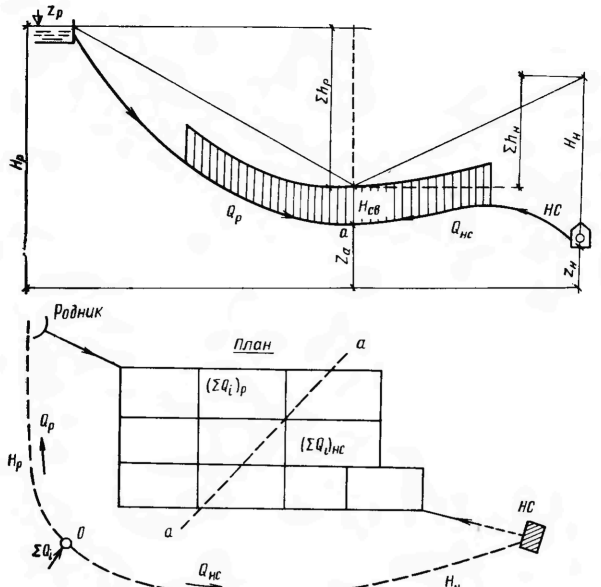


Рис. X.9

При постепенном росте с годами водопотребления удельный вес подачи воды от реки будет возрастать, тогда как родник будет продолжать обеспечивать определенную часть территории города в соответствии с его предельной мощностью.

Расчет подобных систем смешанного питания для любого момента их работы проводят путем совместной внутренней и внешней увязки сети.

Диаметры труб сетей и водоводов для зон питания системы от насосов и от резервуаров следует определять по различным принципам. Для зоны питания системы от резервуаров (гравитационного источника) наивыгоднейшие диаметры находят по принципу полного использования располагаемого напора (по моменту предельной нагрузки); для зоны питания системы от насосов экономически наивыгоднейшие диаметры определяют исходя из принципа обеспечения минимальных приведенных затрат на строительство и эксплуатацию системы.

Трудность (неопределенность) возникает в установлении расчетных случаев работы, так как ряд участков сети будет попеременно-

но находиться то в одной, то в другой зоне питания. В этом отношении рассматриваемая система смешанного питания подобна обычной системе с контррезервуаром с той разницей, что в любой момент своей работы резервуар (гравитационный источник) остается водопитателем и не играет роли аккумулятора воды (периодически наполняемого насосами через сеть). Следовательно, отдаваемая таким резервуаром вода не требует затрат энергии и средств на ее подачу насосами.

Схема проведения внешней увязки водопитателей при их работе в единую сеть показана на рис. X.9. В расчетных точках с наибольшей пьезометрической отметкой, лежащих на границе зон питания сети от двух источников, должны быть гарантированы заданные свободные напоры.

§ 39. Анализ целесообразности использования гравитационной подачи воды при малых располагаемых напорах

Экономические преимущества использования в системах водоснабжения «даровой» энергии гравитации для подачи воды очевидны. Следует, однако, иметь в виду, что при малых разностях пьезометрических отметок в начальной и конечной точках водовода подача по нему заданного расхода может потребовать значительного увеличения диаметра и, следовательно, увеличения строительной стоимости системы.

Работа насоса в гравитационный водовод может рассматриваться как частный случай работы насоса при любом соотношении пьезометрических отметок в начальной и конечной точках водовода. Так, при соотношении $H_н = \Delta z + h$, показанном на рис. X.10, *а*, мы имеем обычный нагнетательный водовод, где Δz — так называемая «геометрическая высота» подъема воды насосами*, не зависящая от потерь напора; h — потери напора на преодоление гидравлических сопротивлений по пути движения воды. В этом случае возможна только нагнетательная подача воды.

Если пьезометрические отметки в начальной и конечной точках водовода одинаковы, т. е. $\Delta z = 0$ (рис. X.10, *б*), подача воды также возможна только с использованием насоса: $H_н = h$.

Когда пьезометрическая отметка в конечной точке водовода меньше отметки его начальной точки, возможна гравитационная подача воды, но может оказаться рентабельным и одновременное использование подкачки воды насосом (рис. X.10, *в*).

Наконец, четвертым случаем будет чисто гравитационная подача воды, $h = \Delta z$ (рис. X.10, *в*, пунктир)**.

---

* Здесь условно высота подъема воды отсчитывается от отметки оси насоса, а не от отметки уровня забираемой воды.

** Здесь надо различать средний геометрический уклон гравитационного водовода и средний пьезометрический уклон i_0, который можно сравнить с пьезометрическим уклоном при нагнетательном движении.

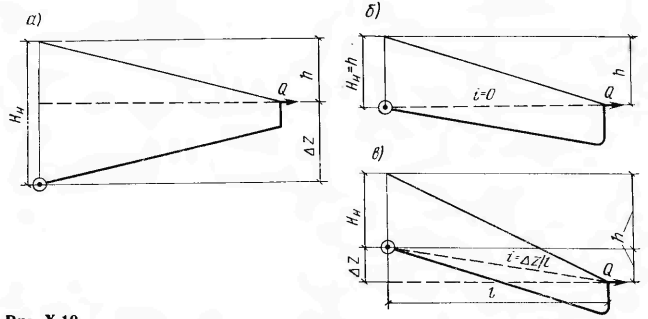


Рис. X.10

При гравитационном движении величина Δz (как было показано ранее) обеспечивает полный располагаемый напор и позволяет определить соответствующий наивыгоднейший диаметр, при котором этот напор полностью реализуется:

$$d=(kQ^2\, l/\Delta z)^{1/m} \qquad (X.10)$$

Естественно, что с уменьшением Δz (при заданных k, Q и l) диаметр водовода будет увеличиваться, достигая в пределе (при $\Delta z = 0$) бесконечно большого значения. Соответственно растет и строительная стоимость водовода.

Установка насоса в начальной точке водовода (при малых Δz) обусловливает искусственное повышение напора в этой точке на величину $H_н$. Соответственно увеличивается располагаемый напор до величины $H_р = \Delta z + H_н$ и уменьшается диаметр водовода до

$$d=\left(\frac{kQ^2\, l}{\Delta z+H_н}\right)^{1/m}. \qquad (X.11)$$

Очевидно, что при этом будет снижаться строительная стоимость и соответственно величина ежегодных отчислений. Но одновременно появятся и будут возрастать (с уменьшением d) эксплуатационные расходы, связанные с затратами энергии на работу насоса.

Экономически наивыгоднейший добавочный напор, создаваемый насосами, $H_н$ может быть определен путем минимизации величины приведенных затрат W на систему подачи воды (при заданных Δz, Q, k и l)*.

В общем виде

$$W=(P+E)\,(a+bd^{\alpha})\,l+PH_н\,Q\,. \qquad (X.12)$$

Для нагнетательно-гравитационного движения

$$H_н=h-\Delta z=kQ^2\, l/d^m-\Delta z$$

---

* Обозначения всех экономических показателей, приведенных здесь и далее, те же, что в гл. V.

и

$$W = (P+E)(a+bd^{\alpha})\, l + P\,(kQ^2\, l/d^m - \Delta z)\, Q. \qquad (X.13)$$

Наивыгоднейшее значение диаметра получаем из уравнения

$$dW/dd = 0$$

или

$$\alpha\,(P+E)\,bd^{\alpha-1}\, l - m\,\frac{PkQ^2\, l}{d^{m+1}}\, Q = 0.$$

Отсюда

$$d = \left[\frac{Pk}{\frac{\alpha}{m}\,(P+E)\,b}\right]^{\frac{1}{\alpha+m}} Q^{\frac{3}{\alpha+m}}. \qquad (X.14)$$

Величина, заключенная в скобках, представляет собой экономический фактор $\mathcal{Э}$, поэтому

$$d = \mathcal{Э}^{\frac{1}{\alpha+m}}\, Q^{\frac{3}{\alpha+m}}, \qquad (X.15)$$

т. е. получено обычное общее выражение наивыгоднейшего диаметра нагнетательного водовода. В процессе дифференцирования постоянная величина Δz выпадает (так же как выпадала геометрическая высота подъема воды в ранее рассмотренных случаях).

Диаметр, который следовало бы принять для тех же k, Q и l при чисто гравитационном движении, будет:

$$d_{\text{гр}} = (kQ^2\, l/\Delta z)^{1/m}. \qquad (X.16)$$

Очевидно, что при $d < d_{\text{гр}}$ будет экономически оправдано использование подкачки воды насосом. Наоборот, при $d > d_{\text{гр}}$ подкачки не требуется.

Разумеется, сравнивать следует ближайшие к полученным при расчетах стандартные диаметры труб.

Ту же задачу можно было решить и в отношении уклонов, т. е. минимизировать функцию $\varphi = F(i)$ и сравнивать средний располагаемый уклон для гравитационной подачи $i_{\text{гр}} = \Delta z/l$ с наивыгоднейшим гидравлическим уклоном $i_{\text{эк}} = kQ^2/d_{\text{эк}}^m$ (при смешанной нагнетательно-гравитационной подаче воды). При $i_{\text{гр}} > i_{\text{эк}}$ подкачка рентабельна; при $i_{\text{гр}} < i_{\text{эк}}$ — подкачки не требуется.

Анализируя общий вид выражения величины приведенных затрат для нагнетательно-гравитационной подачи воды (X.13), легко заметить, как изменение величины $H_{\text{н}}$ (при заданном Δz) влияет на абсолютные величины стоимости строительства (первый член формулы) и ежегодных затрат на энергию при наличии подкачки (второй член формулы).

На рис. X.11 все кривые изображают величину приведенных ежегодных затрат по рассматриваемой системе* в функции диаметра

* Строительная стоимость насосной станции здесь не учитывается.

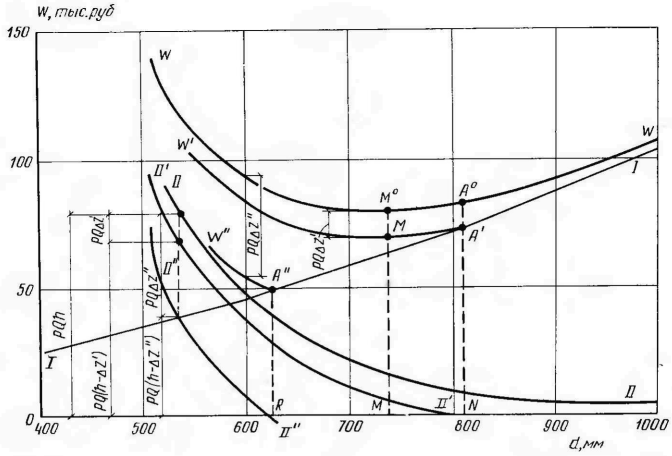


Рис. X.11

водовода. Кривая I показывает изменение ежегодных отчислений со строительной стоимости: $(P + E)(a + bd^{\alpha})\,l$. Кривая II показывает изменение ежегодных затрат на электроэнергию, расходуемую на работу насосов при полностью насосной подаче воды:

$$PQh = PQH_{\text{н}},$$

где

$$P = \frac{365 \cdot 24\sigma}{102\eta} \approx 87\,\frac{\sigma}{\eta}.$$

Кривая W отражает характер изменения полной величины приведенных ежегодных затрат; ее ординаты получены суммированием ординат кривых I и II (при полностью насосной подаче воды). При решении подобных задач подача Q и длина водовода l всегда известны, величина Δz также может быть задана и тогда полные потери напора в водоводе для общего случая использования смешанной насосно-гравитационной подачи могут быть выражены через d следующим образом:

$$h = H_{\text{н}} + \Delta z = k\,\frac{Q^2 l}{d^m},$$

или

$$d = \left(k\,\frac{Q^2 l}{H_{\text{н}} + \Delta z}\right)^{1/m} = \left(k\,\frac{Q^2 l}{h}\right)^{1/m}.$$

При чисто насосной подаче

$$\Delta z = 0 \text{ и } H_{\text{н}} = h = kQ^2 l/d^m$$

или

$$d = (kQ^2 l/H_н)^{1/m} = (kQ^2 l/h)^{1/m}.$$

Наконец, при чисто гравитационной подаче

$$h = \Delta z = kQ^2 l/d^m$$

или

$$d = (kQ^2 l/\Delta z)^{1/m}.$$

Во всех трех случаях величина h при заданных k, Q и l зависит только от диаметра.

Значение наивыгоднейшего диаметра $d_{эк}$ в этом случае дает абсцисса точки M^0 кривой W, имеющей наименьшую ординату.

При смешанной подаче воды величина $H_н$, а следовательно, и стоимость электроэнергии, расходуемой на подачу воды, будет тем меньше, чем больше Δz. При некотором заданном значении Δz определяется величина $H_н = h - \Delta z$, и может быть вычислена стоимость энергии $C_э$, затрачиваемой на подачу воды:

$$C_э = PQH = PQ(h - \Delta z) = PQh - PQ\Delta z.$$

Ординаты кривой II' (рис. X.11), выражающей $C_э$ в функции диаметра, получаются вычитанием из ординат кривой II отрезков $PQ\Delta z'$.

Суммируя ординаты кривых I и II', получаем кривую W', выражающую зависимость от диаметра d величины приведенных затрат по системе «насос—водовод» для случая смешанной (насосно-гравитационной) подачи воды при данном Δz.

Та же кривая W' могла быть построена с определением ее ординат путем вычитания отрезков $PQ\Delta z'$ из ординат кривой W.

Кривая W' имеет наименьшую ординату при той же абсциссе, как и кривая W, и следовательно, дает то же значение наивыгоднейшего диаметра (что вытекает из приведенных ранее соображений по аналитической минимизации функции стоимости).

Интересно отметить, что абсцисса точки N, в которой кривая II' пересекается с осью абсцисс, та же, что и абсцисса точки A', в которой кривая W' примыкает к кривой I. Это естественно, так как правее этой точки затрат энергии на подачу воды уже не требуется.

В точке N ордината кривой II' равна нулю, т. е. $PQ(h - \Delta z) = 0$, и, следовательно, $h = \Delta z$, т. е. при соответствующем значении диаметра (определяемого абсциссой точки N) и при бо́льших диаметрах требуемая подача воды может осуществляться полностью за счет гравитации. Если точка пересечения кривой II' с осью абсцисс (при больших значениях Δz) будет располагаться правее точки M (т. е. если диаметр, соответствующий точке N, больше наивыгоднейшего диаметра $d_{эк}$), то подкачка воды при таком Δz будет рентабельна (ордината точки A' кривой W' меньше ординаты точки A кривой W). Такой работе соответствует значение $H_н = h - \Delta z$.

При бо́льших значениях Δz величины $PQ\Delta z$ будут увеличиваться и кривая II будет приближаться к оси абсцисс, а точка ее пересечения с осью абсцисс будет передвигаться влево. Так, если кривая II при некотором новом значении $\Delta z''$ займет положение

Таблица X.3

d, м	$a+bd^{1,6}$, руб/м	$(a+bd^{1,6})\,l$, руб.	$(P+E)\times$ $\times(a+bd^{1,6})\times$ $\times l$, руб.	h, м (при $Q=500$ л/с)	PQh, руб.
0,5	37,3	186 500	35 400	84,5	127 000
0,6	49,3	246 500	46 800	32,5	49 000
0,7	62,5	312 500	59 500	14,5	23 000
0,8	76,9	384 500	73 000	7,3	11 000
0,9	92,4	462 000	87 800	4,0	6 000
1	109,0	545 000	104 000	3,2	4 000

II'', точка ее пересечения с осью абсцисс R передвинется левее точки M.

В этом случае чисто гравитационное движение экономичнее, чем смешанное; подкачка не требуется.

Это справедливо для всех случаев, когда точка пересечения кривой *II* с осью абсцисс лежит левее точки M. Для гравитационного движения наивыгоднейшим является диаметр, при котором полное использование располагаемой разности отметок Δz достаточно для подачи заданного расхода (при заданных длине и типе труб). В связи с этим левее ординаты точки M использование кривых W не имеет смысла, в этой области уже начинает действовать иной закон оптимизации — движение происходит без затрат энергии на подъем воды.

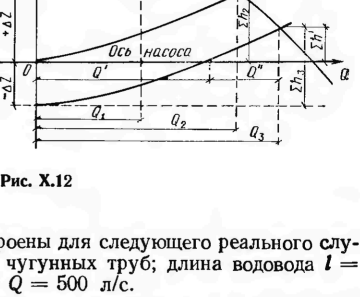


Рис. X.12

Кривые на рис. X.11 построены для следующего реального случая: водовод выполняется из чугунных труб; длина водовода $l = 5000$ м; заданный расход $Q = 500$ л/с.

Строительная стоимость водовода определяется по эмпирической формуле вида $C_c = (a + bd^{1,6})\,l$ при $b = 107$.

Стоимость энергии за 1 кВт принята 2,5 коп; КПД насосной станции $\eta = 0{,}75$.

Величины h определены по таблицам Шевелева для различных диаметров (в принятом диапазоне). Принято, что величины ежегодных приведенных затрат $(P + E)$ составляют 0,19 от строительной стоимости. Результаты определения стоимости приведены в табл. X.3.

В заключение следует отметить, что при подборе изготовляемых промышленностью насосов для подкачки в гравитационный водовод потребуется (как и обычно) провести анализ совместной работы вы-

бранного реального насоса (в соответствии с его характеристикой) и запроектированной системы (водовода).

На рис. X.12 схематически показано влияние положительных или отрицательных значений постоянной составляющей напора насоса (геометрическая высота подъема, располагаемый гравитационный напор Δz).

ГЛАВА XI

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СКВАЖИННЫХ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

§ 40. Общие положения

Скважинные системы водоснабжения, как правило, представляют собой разветвленную сеть, в концевых узлах которой располагаются скважины. Каждая из этих скважин оборудована артезианским насосом, забирающим воду из водоносного пласта и подающим ее в сборный водовод под напором, необходимым для транспортирования потребителю.

Принципиальная схема этой системы приведена на рис. XI.1. Вода из скважин *1* забирается артезианскими насосами *2* и по трубопроводу *3* поступает в сборный водовод *4* и далее к потребителю *5*. В качестве потребителя могут выступать очистные сооружения, резервуары, промышленные предприятия, город и т. п., что определяется общей схемой водоснабжения.

Несмотря на то, что скважинные системы служат для забора воды, они по условиям работы, взаимосвязи образующих их элементов, режима их работы могут быть рассчитаны исходя из принципов, предназначенных для расчета систем подачи и распределения воды. Это позволяет применить при их проектировании методы гидравлического и технико-экономического расчета, используемые при расчете водопроводных сетей.

Специфической особенностью этих систем является зависимость их параметров от гидрогеологических условий.

Основная задача проектирования состоит в выборе рационального типа и схемы скважинной системы. Под этим подразумевается определение оптимального числа скважин, расстояний между ними, их взаимного расположения на местности, конструкции фильтра, диаметров и трассировки трубопроводов, характеристик насосного оборудования с учетом возможной величины понижения уровня воды в скважина .

Часть из этих вопросов решают на основе гидрогеологических расчетов: определение дебита скважин и понижения уровня воды в процессе эксплуатации; оценка взаимного влияния отдельных скважин при совместной их работе.

Одновременно с решением этих вопросов на основе гидрогеологических расчетов уточняют схему расположения водозаборных скважин, их число и тип. При проведении гидрогеологических рас-

четов в качестве исходной величины принимают дебит, соответствующий заданному водопотреблению, или максимальный дебит, который может быть получен. В обоих случаях расчетами устанавливают размеры водозаборных сооружений, число, расположение и дебит скважин при заданной длительности эксплуатации и максимально допустимых понижениях уровня воды.

На основании вариантных гидрогеологических расчетов рассматриваемых схем выбирают оптимальную. Во всех вариантах расчетные понижения уровня сопоставляют с допустимыми понижениями. При понижении расчетного уровня больше допустимого дебит скважины не может быть обеспечен. В этом случае необходимо увеличить число скважин или распределить их на большей площади.

При понижении уровня меньше допустимого дебит скважин может быть увеличен. Если увеличения дебита не требуется, то число скважин должно быть сокращено или уменьшено расстояние между ними.

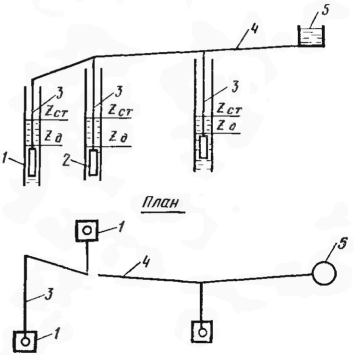


Рис. XI.1

Эти вопросы представляют значительную сложность и рассматриваются в специальной литературе.

Варьировать можно и схему прокладки сборных водоводов.

Для нахождения экономически наивыгоднейших диаметров труб водоводов, параметров насосного оборудования и режимов работы системы необходимо проведение соответствующих гидравлических и технико-экономических расчетов с учетом требований, определяемых гидрогеологическими расчетами.

Следует отметить отличия условий работы насосных станций скважинной системы от условий работы насосных станций I и II подъемов, забирающих воду из открытых источников. Насосы, установленные на станциях, забирающих воду из открытого источника, находятся приблизительно в одинаковых условиях. Они забирают воду с равных отметок, имеют небольшую протяженность внутристанционных коммуникаций. Это позволяет проводить выбор оптимальных режимов путем построения и анализа суммарной характеристики водоводов, по которым перекачивается вода этими насосами, исходя из допущения, что потери напора в трубопроводе, объединяющем эти насосы, пренебрежимо малы. Особенности условий работы насосных станций скважинных систем вызваны месторасположением артезианских скважин в системе «насосы—трубопроводы», необходимостью работы при различных статических уровнях воды, за-

висимостью снижения уровня воды в скважинах от количества забираемой воды, взаимным влиянием скважин. В то же время очевидно, что условия работы этих насосных станций, как и любых других, зависят также от характеристики насосов, потерь напора в водоподъемных и напорных трубопроводах и величин пьезометрических отметок, на которые подается вода, а также режима их работы.

§ 41. Последовательность расчета скважинных систем

Для проведения технико-экономических и гидравлических расчетов скважинных систем необходимы следующие данные: конфигурация сети, длины всех линий трубопроводов, требуемый свободный напор в месте отбора воды, расходы, подаваемые насосными станциями, а также график водопотребления по часам суток, если предусматривается неравномерная работа системы.

Теория технико-экономического расчета позволяет находить экономически наивыгоднейшие диаметры сети и оптимальные пьезометрические отметки насосных станций для систем с заданным потокораспределением. Очевидно, что скважинные системы водоснабжения, имеющие большое число насосных станций, параметры которых на первой стадии проектирования не заданы, не могут быть точно рассчитаны по экономическому принципу. Для возможности решения задачи следует задаться первоначальными расходами от каждой насосной станции. Если статические уровни воды во всех скважинах будут одинаковы, приближенно можно считать, что каждая из них подает равное количество воды и, следовательно, для разветвленной сети потокораспределение известно. Если вода забирается из скважин с разными статическими уровнями, следует предусмотреть уменьшение подачи от скважин, имеющих меньшие значения отметок статических уровней, и увеличение подачи от скважин с высокими уровнями воды. При этом следует помнить также, что в системах, оборудованных одинаковыми насосами, из скважин, более удаленных от потребителя, будет подаваться меньшее количество воды, а из скважин, близких к потребителю, большее.

При заданном потокораспределении и известной пьезометрической отметке в месте водоотбора можно, проведя технико-экономический расчет методом фиктивных расходов, найти экономически наивыгоднейшие диаметры трубопроводов и напоры насосных станций. Однако проведение таких трудоемких расчетов практически возможно только с применением ЭВМ. Если это затруднено, диаметры можно назначать приближенно как для одиночно работающих линий по транспортируемому расходу и экономическому фактору $Э$, характеризующему условия строительства и эксплуатации.

Определив диаметры и вычислив потери напора в трубопроводах, устанавливают требуемые напоры насосов.

Зная диапазоны напоров и расходов, подбирают насосы. После этого необходимо провести гидравлический расчет совместной работы всех элементов системы с целью определения истинной картины ее работы.

Анализ результатов расчета позволяет оценить эффективность принятых решений, т. е. установить, работают ли насосы в оптимальной зоне КПД, отвечают ли выбранные диаметры оптимальным, и определить соответствие отбираемых расходов воды из скважин допустимым расходам, определенным гидрогеологическими расчетами.

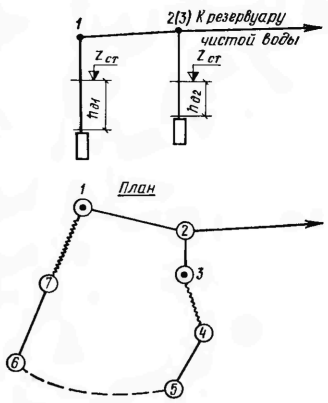


Рис. XI.2

Если этот анализ покажет, что условия работы системы не соответствуют требуемым, в них необходимо внести коррективы. Диаметры линий сети могут быть уточнены в результате технико-экономического расчета исходя из полученного потокораспределения между насосными станциями. Может быть изменен режим работы системы, возможна также замена принятых насосов на другие, в некоторых случаях целесообразно исключение (включение) из работы отдельных скважин.

После внесения соответствующих корректив гидравлический расчет должен быть повторен. При этом число как гидравлических, так и технико-экономических расчетов должно быть достаточным для выбора оптимального варианта.

Таким образом, расчет скважинных систем, как и других систем подачи и распределения воды, основан на принципе вариантного проектирования. Отличительной особенностью этого расчета является дополнительный учет изменения динамического уровня воды в скважинах, определяемого гидрогеологическими расчетами.

§ 42. Особенности гидравлического расчета скважинных систем

Рассмотрим скважинную систему, показанную на рис. XI.2. В этой системе вода забирается из скважин центробежными насосами *1* и *3* и поступает по напорному водоводу, объединяющему эти скважины в узле *2*, в резервуар чистой воды.

Для возможности проведения расчета системы необходимо представить в аналитическом виде характеристики насосов и трубопроводов, а также изменение динамического уровня воды в скважинах.

Из ранее приведенных данных известно, что характеристики насосов могут быть выражены зависимостями следующего вида:

$$H = H_0 - S_н Q_н^2.$$

Для возможности учета в процессе расчета взаимного высотного расположения насосных станций их характеристики необходимо привязать к фактическим пьезометрическим отметкам. Применительно к скважинным системам они будут иметь вид

$$\Pi_{\text{н.с}} = \Pi^0_{\text{н.с}} - S_{\text{н}} Q^2_{\text{н}},$$

где $\Pi_{\text{н.с}}$ — пьезометрический напор насосной станции; $\Pi^0_{\text{н.с}} = z_{\text{ст}} + H_0$ — пьезометрический напор на насосной станции при полностью закрытой задвижке на напорном патрубке, т. е. при $Q_{\text{н}} = 0$ (здесь $z_{\text{ст}}$ — отметка статического уровня воды в скважине); $S_{\text{н}}$ — гидравлическое сопротивление насоса.

Поскольку совместно работающие скважины питаются обычно из одного водоносного пласта, отметки статических уровней в этих скважинах приблизительно одинаковы. Для некоторого запаса целесообразно принимать статический уровень, отвечающий наименьшей отметке.

При проведении расчетов можно допускать с достаточной для практических целей точностью, что понижение динамического уровня $h_{\text{д}}$ пропорционально количеству воды q, отбираемому из скважины:

$$h_{\text{д}} = S_{\text{д}} q, \qquad \text{(XI.1)}$$

где $S_{\text{д}} = 1/q_{\text{уд}}$ — «удельное сопротивление» скважины (здесь $q_{\text{уд}}$ — удельный дебит скважины, т. е. расход из скважины, при котором падение динамического уровня равно 1 м).

Параметры, определяющие потери напора в трубопроводах, выражаются ранее приведенными общеизвестными зависимостями потерь напора от расхода.

Для возможности проведения расчета такой сети необходимо составить расчетную схему, предусматривающую превращение разветвленной сети в кольцевую. При этом для корректировки расходов воды по участкам сети в эту схему необходимо ввести дополнительные линии *1—7* и *3—4*, имитирующие гидравлические характеристики насосов, а также линии *6—7* и *4—5*, отображающие изменение динамического уровня воды в скважинах. Эти линии рассматривают как участки сети. Число линий каждого типа равно числу скважин. Для возможности проведения поправочных расходов по расчетному кольцу при увязке сети разветвленную сеть превращают в кольцевую путем введения новых дополнительных линий, которые соединяют между собой концевые точки *5* и *6*, образованные ранее введенными дополнительными линиями. Очевидно, что число этих линий будет равно числу концевых точек без одной. Для дополнительных линий, образовавших кольцо, сопротивление принимается равным нулю, а следовательно, и потери напора в них независимо от протекающих поправочных расходов Δq будут равны нулю.

При увязке сети, учитывая, что в контур входят линии с различными законами сопротивления, поправочный расход определяют по формуле

$$\Delta q = -\frac{\Delta h}{\Sigma \beta S_i q^{\beta - 1}}. \qquad \text{(XI.2)}$$

где Δh — алгебраическая сумма потерь напора по рассматриваемому контуру; β — показатель степени в формуле $h = Sq^{\beta}$, определяющей потери напора в зависимости от расхода q; S_i — гидравлическое сопротивление линии.

Так как $S_i q^{\beta-1} = Sq^{\beta}/q = h/q$, то формула (XI.2) принимает следующий вид:

$$\Delta q = -\frac{\Delta h}{\Sigma \beta h/q}. \qquad (XI.3)$$

Эта формула удобна для практического использования.

§ 43. Расчет скважинной системы

На основании гидрогеологических исследований установлено, что отметка статического уровня $z_{ст}$ воды в скважинах, забирающих воду из одного водоносного пласта, равна 267 м. Допустимая нагрузка на скважину должна быть не более 140 м³/ч при удельном дебите $q_{уд} = 12{,}75$ м³/ч $= 0{,}00354$ м³/с.

Требуется запроектировать скважинную систему с расходом 765 м³/ч и подать это количество воды в резервуар чистой воды на отметку $z_{р.ч.в} = 305$ м. Отметка поверхности земли в месте расположения скважин $z_з = 290$ м. Принято, что подача каждой скважины q с учетом длительности ее эксплуатации должна быть равна 127,5 м³/ч $= 0{,}0354$ м³/с. В этом случае необходимое число скважин составит $765 : 127{,}5 = 6$.

На рис. XI.3 приведен план скважинной системы, трансформированной по указанному выше принципу в схему, удобную для проведения расчета.

Поскольку принято, что из каждой скважины забираются одинаковые расходы, первоначальное потокораспределение задано единственным образом. Условия строительства и эксплуатации системы соответствуют экономическому фактору $\Theta = 1$.

Рассматривая каждый из трубопроводов как самостоятельно работающий, выбирают диаметры труб по таблицам предельных экономических расходов. Зная диаметры труб, протекающие по ним расходы и длины линий, можно определить потери напора в них.

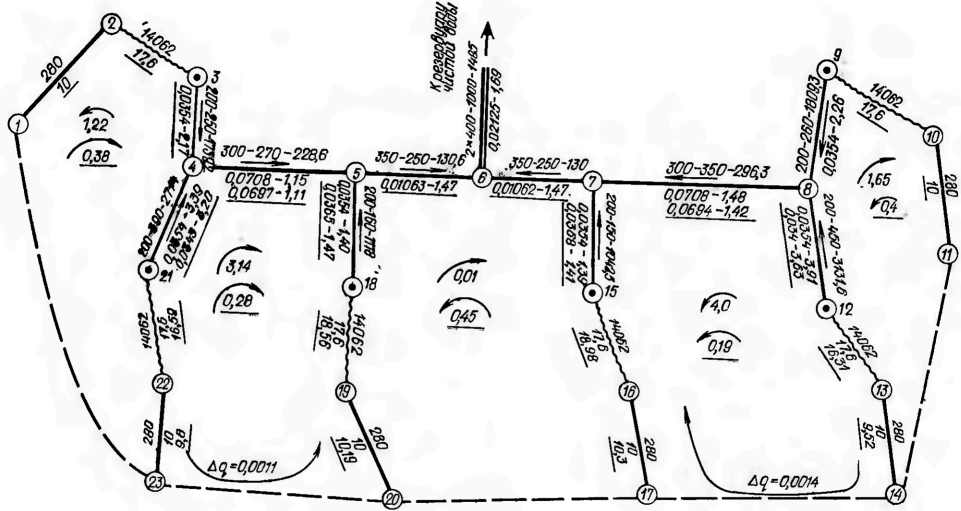
Длины напорных линий, объединяющих скважины, предварительное распределение расходов, а также соответствующие им диаметры, сопротивления и потери напора указаны на расчетной схеме. Исходная информация позволяет определить требуемые напоры насосов по формуле

$$H = z_{р.ч.в} - z_{ст} + h_{в.т} + h_{зап} + h_д + \Sigma h_с, \qquad (XI.4)$$

где $h_{в.т}$ — потери напора в водоподъемных трубах; $h_{зап}$ — потери напора из-за понижения динамического уровня в результате взаимного влияния работающих скважин; $h_д$ — понижение динамического уровня воды в скважине при отборе расхода q; $\Sigma h_с$ — потери напора на участках от устья скважин до резервуара чистой воды.

При принятой подаче скважин и заданной величине $q_{уд}$ понижение динамического уровня, согласно формуле (XI.1), равно

$$h_д = \frac{1}{0{,}00354} 0{,}0354 = 10 \text{ м}.$$



Условные обозначения:

$s_в$ - удельное сопротивление скважины

$s_н$ - сопротивление насоса

d - диаметр, мм – l - длина, м – S - сопротивление

q - расход, м³/с – $h_п$ - потери напора, м

$s_в Q_н$ $f_м q^2$ Скважина № узла

Рис. XI.3

Величина $h_{зап}$ по данным пробных откачек принимается равной 3 м.

Потери напора в водоподъемных трубах определяют по формуле

$$h_{в.т} = Sq^2, \qquad (XI.5)$$

где $S = s_0 l$ (здесь s_0 — удельное сопротивление водоподъемных труб; l — длина водоподъемных труб).

Величину l с некоторым приближением можно принять равной $z_з - z_{ст} + h_д = 290 - 267 + 10 = 33$ м.

Учитывая, что геометрическая высота подъема воды насосами $H_г = z_{р.ч.в} - z_{ст} + h_д = 305 - 267 + 10 = 48$ м, а подача каждого из насосов $q = 127{,}5$ м³/ч, можно предложить для установки насосы марок ЭЦВ-10-120-60, ЭЦВ-12-160-65, ЭЦВ-12-210-85, для которых диаметры водоподъемных труб равны 150 мм. Тогда, пользуясь таблицами Ф. А. Шевелева, можно установить, что $h_{в.т} = s_0 l q^2 = 30{,}54 \cdot 33 \cdot 0{,}0354^2 = 1{,}26$ м.

Подставляя в формулу (XI.4) значения входящих в нее величин, определяем диапазон требуемых напоров насосов H_i:

$$H_{21} = 305 - 267 + 1{,}26 + 3 + 10 + 3{,}39 + 1{,}15 + 1{,}47 + 1{,}69 \approx 60 \text{ м};$$

$$H_{18} = 305 - 267 + 1{,}26 + 3 + 10 + 1{,}40 + 1{,}47 + 1{,}69 \approx 57 \text{ м}.$$

По заданной подаче каждой из скважин $q = 127{,}5$ м³/ч и напору, находящемуся в пределах от 57 до 60 м, по каталогу выбираем насос марки ЭЦВ-10-120-60, имеющий следующую оптимальную область работы: $Q = 80 \ldots 150$ м³/ч (0,022 ... 0,0417 м³/с) и $H = 68 \ldots 50$ м. Характеристика насоса указанной марки приведена на рис. XI.4.

Для выявления истинной картины работы скважин и проверки правильности выбора насосного оборудования необходимо провести гидравлическую увязку по рассмотренной ранее методике.

Для представления характеристики насоса в аналитическом виде необходимо решить следующую систему уравнений:

$$H_1 = H_0 - S_н q_1^2;$$

$$H_2 = H_0 - S_н q_2^2,$$

где $H_1 = 68$ м и $H_2 = 50$ м — напоры, развиваемые насосами при расходах $q_1 = 0{,}022$ м³/с и $q_2 = 0{,}0417$ м³/с на границах рабочей зоны каталожной характеристики насоса.

Находим, что $S_н = 14\,062$.

Поскольку все насосы приняты одной марки и величина $z_{ст}$ во всех скважинах одинакова, величину $П^0_{н.с} = z_{ст} + H_0$ можно не учитывать как не оказывающую влияния на увязку колец.

Результаты увязки скважинной системы по методу М. М. Андриашева приведены на рис. XI.3. Окончательные результаты подчеркнуты.

Поправочные расходы определены по формуле (XI.3).

В табл. XI.1 приведены фактические расходы, подаваемые насосами, и развиваемые ими полные напоры, определенные по результатам увязки.

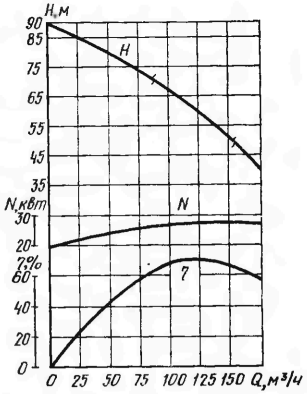


Рис. XI.4

Сравнение полученных данных с каталожной характеристикой насосов показывает правильность их выбора, поскольку все они работают в оптимальной области значений КПД. Некоторое несовпадение расчетных параметров Q и H с каталожными объясняется приближенностью расчета, вызванной недостаточно высокой точностью формул, описывающих характеристики насоса. Кроме того, потери напора в водоподъемных трубах принимались при расчете постоянными, а не вычислялись по соответствующим формулам потерь напора.

Поскольку фактические значения $h_{в.т}$, приведенные в табл. XI.1, мало отличаются от ранее принятых, вносить какие-либо коррективы не требуется. В общем случае для учета потерь напора в водоподъемных трубах в расчетную схему следует включать линию диаметром и длиной, равными диаметру и длине водоподъемной трубы. Оказывают влияние и величины невязок по контурам.

Рассмотрение полученных результатов расчета показывает, что условия работы насосной станции зависят от ее местоположения в системе «насосы—водоводы».

Таблица XI.1

№ скважины	q, л/с	$z_{р.ч.в} - z_{ст}$	$h_д$	$h_{зап}$	$h_{в.г}$	$\Sigma h_с$	H
		м					
3	35,4	37	10	3	1,26	6,44	57,7
9	35,4	37	10	3	1,26	8,84	60,1
12	34,0	37	9,5	3	1,15	8,21	58,9
15	36,8	37	10,3	3	1,39	6,84	58,5
18	36,5	37	10,2	3	1,38	4,63	56,2
21	34,3	37	9,6	3	1,17	7,47	58,2

ГЛАВА XII
ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ЭВМ

§ 44. Общие положения

В предыдущих главах были рассмотрены вопросы расчета систем подачи и распределения воды и непосредственно связанных с ними сооружений, приведены техническая постановка задач, анализ раз-

личных случаев работы сетей и методы их расчета. При этом главное внимание уделялось тем методам, которые позволяют рассчитывать сети без использования средств вычислительной техники.

В то же время значительное усложнение возникающих на практике проблем, необходимость расчета сетей, работающих в различных режимах, учета взаимного влияния водопитателей и самой сети, исследования вопросов оптимизации требуют привлечения современных ЭВМ. В связи с этим здесь даются некоторые сведения по применению ЭВМ для расчета водопроводных сетей, позволяющие понять, какие именно задачи имеет смысл решать на машинах, уяснить возникающие при этом трудности, суметь, при необходимости, четко сформулировать алгоритм для программиста, решить, в каком виде удобнее всего задавать информацию для ЭВМ и ясно представить, что можно получить от таких расчетов.

Не следует забывать, что ЭВМ не решает за нас задачу, а лишь, следуя указанной нами программе, позволяет исследовать большое число различных вариантов и в ряде случаев выбрать наилучшие из них. Выбор же критериев оптимальности является задачей специалистов.

В соответствии со сказанным в этой и последующих главах будут описаны основные типы современных ЭВМ, показано составление программ для них и рассмотрены:

1) математический аппарат, необходимый для расчета гидравлических сетей, в первую очередь тот, который нужен при использовании ЭВМ;

2) специфика расчета сетевых задач на ЭВМ, в том числе задания информации о сети, удобного при использовании ЭВМ;

3) примеры решения задач увязки сети на вычислительных машинах;

4) характеристика некоторых существующих программ для вычислительных машин, реализующих решение типовых задач систем подачи и распределения воды.

§ 45. Типы вычислительных устройств и структура ЭВМ

Использование вычислительных машин в различных отраслях народного хозяйства позволяет не только ускорить решение многих задач, занимавших ранее при ручных вычислениях многие дни и даже месяцы, но и решать принципиально новые проблемы, сама постановка которых была невозможна до появления ЭВМ. Например, если проведение гидравлической увязки достаточно простых сетей еще возможно с помощью ручных расчетов, то проведение расчетов при многих режимах, учитывающих совместную работу водопитателей и сетей, сравнение различных вариантов сетей по технико-экономическим данным и выбор оптимальных из них, исследование надежности работы систем водоснабжения, как правило, в реально встречающихся на практике случаях невозможно без привлечения ЭВМ.

Существуют два принципиально различных типа вычислительных устройств:

1) аналоговые вычислительные машины (АВМ);

2) электронные цифровые вычислительные машины дискретного действия (ЭВМ).

В устройствах первого типа числовые значения параметров интересующего нас физического явления (значения расходов, напоров и т. д.) представляются непрерывными физическими величинами моделирующего устройства (например, электрической схемы), процессы в котором описываются одинаковыми с физическим явлением математическими соотношениями. Такие устройства называют моделирующими или аналоговыми. Для расчета водопроводных систем обычно применяют электрические аналоговые устройства, в которых сила тока и падение потенциала моделируют расход воды и потери напора в сети [8].

Трудность моделирования гидравлических систем заключается в том, что линейные соотношения, связывающие падение потенциала ΔU и силу тока I в любом участке электрической цепи: $\Delta U = rI$ (где r — электрическое сопротивление участка), не эквивалентны нелинейным соотношениям, связывающим потери напора h и расходы q в линиях водопроводной сети: $h = Sq^{\beta}$, где S — гидравлическое сопротивление участка. Для правильного моделирования необходимо соблюдение равенства $r = Sq^{\beta-1}$.

Сконструированы элементы, имеющие указанные нелинейные характеристики. Добавляя к ним специальные элементы, моделирующие работу водопитателей различных типов, и связывая их в единое моделирующее устройство, получим такое аналоговое устройство, в котором распределение токов и напряжений будет соответствовать распределению расходов и напоров в моделируемой водопроводной системе. В нашей стране аналоговые машины для водопроводных расчетов (МАВР) разработаны в АКХ им. К. Д. Памфилова. Эти машины находят практическое применение. Аналоговые устройства предназначены обычно для решения сравнительно узкого класса задач.

Отметим характерные особенности аналоговых устройств:

а) высокое быстродействие (следует указать, что оно ограничено временем снятия показаний приборов, измеряющих значения физических величин);

б) ограниченная точность измерения значений параметров;

в) узкая специализация (совмещение в одном устройстве возможностей решения различных задач приводит к созданию слишком громоздких систем);

г) большие затраты ручного труда (входные параметры задачи приходится устанавливать вручную, анализ полученных результатов и их сравнение для различных вариантов также приходится выполнять вручную).

Другим типом вычислительных устройств являются электронные цифровые вычислительные машины, позволяющие по указанной человеком программе выполнять любую совокупность арифметических и логических операций.

Характерными особенностями ЭВМ являются:

а) универсальность (в принципе любую, сколь угодно сложную инженерную задачу можно с помощью методов вычислительной математики свести к последовательности простейших арифметических операций);

б) автоматизм (машина может решать всю задачу без вмешательства человека). Для этой цели имеется набор команд, реализующих логические и некоторые другие операции, которые позволяют анализировать в ходе счета результаты и в зависимости от них выбирать дальнейшее направление вычислительного процесса. Человек «контактирует» с ЭВМ только на первом и последнем этапах решения задачи: при задании исходных данных и программы действия и при получении результатов счета. Отсюда следует, что, в отличие от проведения ручных расчетов, где человек всегда может вмешаться и внести коррективы в последовательность действий, при использовании ЭВМ требуется предварительный тщательный анализ всего хода решения задачи, чтобы предусмотреть в программе все возможные ситуации.

Электронная вычислительная машина является устройством, которое позволяет вводить в него в специально закодированном виде цифровую и буквенную информацию, запоминать, хранить и преобразовывать ее по указанной человеком программе и выводить результаты расчетов в виде, понятном человеку. Таким образом, при использовании ЭВМ необходимо ввести в нее два принципиально разных типа информации: алгоритм решения задачи, т. е. систему формальных правил, четко и однозначно описывающих процесс решения задачи, и все исходные данные для ее решения. Эту информацию надо ввести в машину на понятном для нее языке.

Существуют различные способы записи алгоритмов, т. е. составление программ для машины: на языке машинных команд и на специальных алгоритмических языках. Последние были созданы для облегчения труда программистов и представляют собой наглядную запись алгоритма в виде совокупности слов естественного языка, обычных математических формул и специальных символов.

Для лучшего понимания возможностей использования ЭВМ рассмотрим кратко их структуру (рис. XII.1).

ЭВМ состоит обычно из следующих основных устройств, связанных между собой и обменивающихся информацией различного типа:

центрального процессора (*ЦП*), обеспечивающего выполнение машинных команд и управляющего последовательностью их выполнения;

оперативного запоминающего устройства (*ОЗУ*), предназначенного для запоминания, хранения и считывания оперативной информации в процессе решения задачи на ЭВМ;

внешних запоминающих устройств (*ВЗУ*) для долговременного хранения информации;

устройств ввода и вывода информации.

Опишем кратко функциональное назначение устройств.

Центральный процессор состоит из арифметического устройства (*АУ*) и устройства управления (*УУ*).

Арифметичекое устройство выполняет арифметические и логические операции над числами или данными других типов, записанными в виде машинных кодов. Набор команд, которые может выполнить *АУ*, зависит от типа ЭВМ и обычно содержит все арифметические операции над целыми и действительными числами, логические операции и некоторые другие команды. Для организации вычислений и запоминания полученных результатов *АУ* имеет несколько своих ячеек памяти, называемых регистрами. Они используются для запоминания операндов, над которыми должна выполняться операция, и результатов выполнения операции.

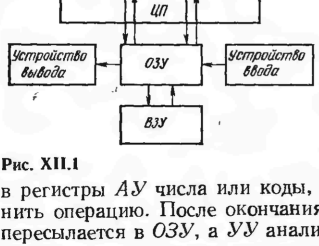


Рис. XII.1

Основная функция *УУ* — обеспечить последовательность выполнения команд в программе и управление выполнением каждой отдельной команды. При выполнении программы на ЭВМ *УУ* выбирает из *ОЗУ* очередную команду, анализирует ее, подготавливает *АУ* для выполнения соответствующей операции и пересылает из *ОЗУ* в регистры *АУ* числа или коды, над которыми необходимо выполнить операцию. После окончания выполнения операции результат пересылается в *ОЗУ*, а *УУ* анализирует признак результата. В зависимости от признака результата *УУ* либо выбирает и выполняет очередную команду, следующую в программе непосредственно за выполненной, либо переходит к выполнению другой команды, номер которой определяется из анализа выполнения предыдущей команды. Принципиально важным здесь является то, что номер следующей выполняемой команды может зависеть от того, какие результаты были получены при выполнении предыдущей команды. Это позволяет реализовать на машине алгоритмы, в которых последовательность действий определяется результатами, полученными на предыдущих этапах. Тем самым обеспечивается автоматизм выполнения на ЭВМ любого алгоритма без вмешательства человека.

Каждая ЭВМ имеет два типа запоминающих устройств (часто их называют памятью ЭВМ) — оперативное (*ОЗУ*) и внешнее (*ВЗУ*). *ОЗУ* обладает сравнительно небольшим объемом памяти (обычно оно может хранить от нескольких десятков тысяч до нескольких сот тысяч чисел или команд) и высоким быстродействием (10^6—10^7 считываемых или записываемых чисел в секунду). Напротив, *ВЗУ* обладает очень большим, практически неограниченным объемом памяти (десятки или сотни миллионов чисел или кодов) и сравнительно невысоким быстродействием. В качестве *ВЗУ* в современных ЭВМ используются магнитные ленты и магнитные диски. Физическими носителями информации являются катушка магнитной ленты и пакет съемных дисков. Записанную на них информацию можно хранить достаточно долго и использовать при необходимости на разных ЭВМ при условии совместимости соответствующих устройств ввода и вывода.

В *ОЗУ* хранится часто используемая и текущая информация (работающие части программы, промежуточные результаты, используемые в программе константы и стандартные программы или процедуры). В *ВЗУ* хранится информация, которая используется в процессе решения задачи редко и постоянное присутствие которой в оперативной памяти не требуется (система математического обеспечения ЭВМ, большие массивы числовых данных, которые используются в программе, но не помещаются в *ОЗУ*, программы и данные различных показателей ЭВМ, объединенные в библиотеки разного типа и т. д.).

В большинстве современных ЭВМ *ОЗУ* организовано следующим образом. Минимальной единицей информации, которую можно хранить и обрабатывать в ЭВМ, является байт, состоящий из восьми двоичных разрядов (битов). Каждый байт составляет ячейку памяти и имеет свой постоянный номер, называемый адресом. Адреса последовательно расположенным байтам присвоены путем их нумерации последовательными целыми числами, начиная от нуля.

Однако в большинстве случаев байт слишком малая единица информации, поэтому в ЭВМ предусмотрена возможность оперировать с информацией, расположенной в нескольких последовательных байтах, причем адресом такой группы байтов считается адрес первого байта. Как правило, используются следующие группы байтов: полуслово — два последовательных байта (16 двоичных разрядов), слово — четыре последовательных байта (32 двоичных разряда), двойное слово — восемь последовательных байтов (64 двоичных разряда). При решении большинства инженерных задач данные используются и хранятся в памяти в виде слов (четыре байта). При указании объема памяти (как оперативной, так и внешней) обычно используется единица измерения килобайт (1 К = 1024 байтов). У ЭВМ серии ЕС ЭВМ объем памяти обычно составляет 128, 256, 512 или 1024 К.

Еще раз подчеркиваем, что в *ОЗУ* хранится как числовая информация, так и команды программы, по которой осуществляется решение задачи, хотя способ записи этих данных в памяти различен.

Ввод и вывод информации осуществляется с помощью специальных устройств, считывающих информацию с перфокарт или бумажных перфолент (или переносящих информацию на эти носители). Под словом ввод здесь понимается передача информации извне ЭВМ с машиночитаемых носителей (например, с перфокарт) в оперативную память ЭВМ. Конечно, при этом подразумевается, что имеется набор устройств (перфораторов различных типов), на которых заранее можно подготовить такие носители информации (колоду перфокарт, перфорированную бумажную ленту). Под словом вывод понимается передача информации из оперативной памяти ЭВМ вовне на один из видов носителей информации. Чаще всего для вывода используется алфавитно-цифровое печатающее устройство, с помощью которого можно выдавать результаты, полученные на ЭВМ, в виде, удобном для чтения пользователем ЭВМ. В последнее время в связи с применением ЭВМ при управлении технологическими процессами в системах поиска информации и в системах машинного проектирования

используются и другие устройства вывода: графопостроители, позволяющие выдать результаты решения задачи в виде графиков и чертежей, непосредственно используемых для анализа результатов инженерами и для систем машинного проектирования; дисплеи — устройства, снабженные экраном для отображения символьной и графической информации и клавиатурой для ввода и исправления этой информации в ЭВМ; терминалы специального вида для передачи информации из ЭВМ на большие расстояния и другие устройства подобного типа.

Простейшую схему решения задачи на ЭВМ можно представить следующим образом. Прежде всего программа решения задачи и исходные данные для нее, записанные на специальных бланках, переносятся с помощью перфорационных устройств на машиночитаемые носители информации (перфокарты или бумажные перфоленты). Затем с помощью устройств ввода эти данные вводятся в оперативную память ЭВМ. Если задача сравнительно небольшая, то вся информация размещается в *ОЗУ*, в противном случае часть этой информации через *ОЗУ* засылается во внешние запоминающие устройства, откуда она будет вызываться в *ОЗУ* по мере необходимости использования ее в ходе решения задачи. После завершения ввода ЭВМ начинает последовательно выполнять команды программы так, как об этом было сказано при описании работы процессора. После окончания счета результаты, указанные программистом в программе, выводятся на одно из устройств вывода.

Описанная схема выполнения программы на ЭВМ является весьма упрощенной. Так была организована работа лишь на сравнительно простых вычислительных машинах первого и второго поколений*. На этих ЭВМ различные устройства обычно не могли работать одновременно и поэтому нельзя было приступить к решению следующей задачи до завершения решения предыдущей. Это приводило к неэффективному использованию устройств ЭВМ.

Наиболее характерной особенностью ЭВМ третьего поколения, к которым относится большинство эксплуатируемых сейчас ЭВМ, является возможность их работы в многопрограммном режиме. Это означает, что на ЭВМ может одновременно решаться несколько задач, расположенных в различных участках оперативной памяти и использующих в каждый данный момент различные устройства машины. Для реализации такой возможности структура современных ЭВМ имеет следующие особенности:

а) любое внешнее устройство ЭВМ (ввод, вывод, устройства записи на магнитные ленты и магнитные диски и чтения с них) может работать одновременно с центральным процессором и в некотором смысле независимо от него;

---

* Принятое обычно в литературе деление вычислительных машин на поколения является достаточно условным из-за ряда причин; во-первых, из-за различия тех признаков, которые кладутся в основу классификации (этими признаками могут быть либо элементы, из которых выполнены ЭВМ, либо степень развития математического обеспечения, либо то и другое в совокупности); во-вторых, не всегда можно провести четкую грань между поколениями машин (конкретная ЭВМ может содержать в себе черты машин как одного, так и другого поколения).

б) несколько внешних устройств могут работать одновременно и независимо друг от друга для обслуживания нескольких программ, одновременно находящихся в оперативной памяти ЭВМ;

в) реализованы аппаратные и программные способы защиты памяти каждой находящейся в *ОЗУ* программы от воздействия других расположенных там программ;

г) разработаны аппаратные и программные способы прерывания выполнения программ и его последующего возобновления, а также способы перехода процессора от выполнения одной программы к другой (среди причин, вызывающих прерывание, могут быть ошибки в программе, необходимость выполнения операций ввода-вывода или обмена с *ВЗУ*, сбои в системе и т. п.).

Эти машины не только обладают более сложной структурой, чем машины предыдущих поколений, но и требуют для своей работы значительно более сложного математического программного обеспечения. Под математическим обеспечением понимается совокупность служебных программ различного назначения, обеспечивающих одновременный счет на ЭВМ нескольких задач, организующих независимый ввод и вывод информации для этих задач и последовательность их прохождения на ЭВМ, позволяющих компоновать программы решения сложных задач из отдельных блоков, составленных на различных языках программирования. Все эти функции выполняет операционная система, являющаяся весьма сложным комплексом системно связанных программ, насчитывающим сотни тысяч команд. К операционной системе относятся также программы-трансляторы, осуществляющие перевод программы, записанной на алгоритмическом языке, на язык машинных кодов; библиотеки стандартных программ для решения типовых математических задач; библиотеки пакетов прикладных программ для решения различных инженерных задач. Операционная система в совокупности с аппаратурой ЭВМ обеспечивает высокий уровень сервиса для пользователей ЭВМ, что, безусловно, оправдывает те дополнительные усилия, которые они должны приложить, чтобы научиться использовать возможности этих машин.

В СССР к вычислительным машинам третьего поколения прежде всего относятся машины серии «Ряд», выпускаемые странами социалистического содружества (ЕС ЭВМ — единая система ЭВМ стран СЭВ). Это ряд машин, отличающихся друг от друга мощностью (быстродействием, объемом оперативной памяти и числом устройств ввода-вывода), но имеющих общую структуру построения и систему команд и совместимых как по математическому обеспечению, так и по аппаратным устройствам. В принципе программа, составленная для одной из этих ЭВМ, может быть просчитана на любой другой ЭВМ этой серии при условии, что мощность ее достаточна.

К машинам третьего поколения могут быть отнесены также ЭВМ «Минск-32» и БЭСМ-6, так как и на них реализован многопрограммный режим работы.

§ 46. Этапы решения задачи на ЭВМ

При решении любой задачи на ЭВМ можно выделить несколько основных этапов. Проиллюстрируем это на примере гидравлической увязки сети.

Инженерная постановка задачи. На этом этапе указываются физические параметры, характеризующие задачу; описывается конечная цель проведения расчетов и формируются способы определения этой цели. Например, требуется провести увязку заданной сети при уже выбранных диаметрах труб. Исходные данные: конфигурация сети, фиксированные расходы в узлах, характеристики водопитателей и заданные значения диаметров труб. Конечная цель проведения расчетов — определение расходов во всех участках сети и значений напоров во всех ее узлах. Для решения этой задачи используются первый и второй законы Кирхгофа для сети. Потери напоров в трубах определяются по законам гидравлики. При решении задачи зависимости гидравлического сопротивления каждого участка сети от диаметра, расхода и длины трубы считаются заданными.

Создание математической модели задачи. Используя сформулированную инженерную постановку и ряд упрощающих предположений, задачу сводят к составлению и решению системы уравнений (алгебраических или дифференциальных), связывающих исходные и искомые параметры задачи. В нашем случае математической моделью задачи является система линейных и нелинейных уравнений, описывающих первый закон Кирхгофа для узлов сети*:

$$\Sigma q_{ij} + Q_j = 0 \qquad \text{(XII.1)}$$

и второй закон Кирхгофа для системы независимых контуров сети:

$$\sum_k h_k = 0. \qquad \text{(XII.2)}$$

Система уравнений (XII.1) и (XII.2) является математической моделью поставленной задачи.

Следует отметить, что при построении математической модели задачи инженеру приходится делать некоторые упрощающие предположения. Искусство инженера, в частности, заключается в том, чтобы, сохраняя физическую сущность задачи, получить наиболее простую математическую модель.

Выбор численного метода. Получение математической модели еще не означает, что найден способ решения задачи. Если нас интересует не аналитическое выражение решения, а конкретные числовые результаты, то необходимо указать способ получения этих результатов с помощью элементарных арифметических действий, т. е. указать численный метод решения задачи.

Если на двух предыдущих этапах нас не интересовало, каким образом мы будем решать задачу (с помощью ЭВМ или ручным спо-

* В отличие от предыдущих глав, буквами i и j будем обозначать номера узлов сети, а букву k используем для обозначения номера независимого контура.

собом), то теперь этот вопрос становится существенным. Выбор численного метода принципиально зависит от способа решения задачи. При ручном счете обычно отдают предпочтение методам, которые могут быть достаточно сложными по структуре, но требуют небольшого числа операций. При расчете на ЭВМ удобнее пользоваться сравнительно простыми, универсальными методами, которые состоят из совокупности однообразных действий, легко поддающихся программированию.

Однако недостаточно только выбрать численный метод. Необходимо еще убедиться, что никакие погрешности, как имеющиеся в исходных данных, так и внесенные в процессе вычислений, не повлияют заметно на точность результатов и при применении выбранного метода получится сходящийся к искомому решению численный процесс. Численный метод, удовлетворяющий этим требованиям, является устойчивым и сходящимся. При счете на ЭВМ надо использовать только такие методы. Отметим, однако, что устойчивость и сходимость метода обычно зависят от исходных параметров решаемой задачи. Например, метод Лобачева—Кросса для некоторых задач может стать расходящимся.

Программирование задачи. После выбора численного метода решения сформулированной задачи переходят к составлению алгоритма ее решения на ЭВМ. Следует подчеркнуть, что машина «понимает» только те алгоритмы, которые написаны на понятном ей языке, т. е. в ее кодах. Однако программы, составленные в кодах конкретной ЭВМ, обладают рядом недостатков. Во-первых, составлять их трудно, и эта работа требует высокой квалификации программиста. Во-вторых, программа, составленная в кодах одной машины, не может быть использована для работы на другой машине. В-третьих, такую программу трудно понять другим программистам.

Для преодоления этих трудностей и автоматизации программирования были созданы алгоритмические языки программирования. Программа, написанная на алгоритмическом языке, состоит из обычных математических формул, некоторых дополнительных конструкций и знаков, пояснительных слов естественного языка. Все это делает программу удобной для написания, проверки и понимания другим человеком. Наиболее распространенными языками для решения инженерных задач сейчас являются Алгол и Фортран, для решения экономических и информационных задач — Кобол. В последнее время все большее распространение получает алгоритмический язык ПЛ-1, который объединяет в себе положительные качества имеющихся языков и предоставляет программисту дополнительные возможности. Язык ПЛ-1 используется для решения как вычислительных, так и информационных задач. Почти все современные ЭВМ имеют специальные программы-переводчики (трансляторы), которые переводят программу, составленную на одном из этих языков, на язык данной машины. В связи с этим по программе, составленной на алгоритмическом языке, можно решать задачи на любой машине, имеющей транслятор с этого языка.

Использование алгоритмических языков является мощным средством обмена информацией и программами между людьми.

Программа, написанная на таком языке, представляет собой подробный перечень всех операций, которые необходимо выполнить. Ее составлению обычно предшествует составление блок-схемы решения задачи, где в графическом виде указаны основные этапы решения и последовательность их выполнения на ЭВМ. По составленной блок-схеме можно легко написать программу на любом алгоритмическом языке.

Отладка программы. На этом этапе происходит поиск ошибок, имеющихся в программе, так как на различных этапах программирования имеется много возможностей сделать их.

Ошибки здесь могут быть различного вида:

а) ошибки в формальном написании программы (такие ошибки обычно находит сам транслятор, и задача программиста заключается в том, чтобы их исправить);

б) смысловые ошибки в записи алгоритма (эти ошибки не может найти никакой транслятор, и для их обнаружения необходимо провести расчеты пробных вариантов задачи, решения которых нам известны).

Относительно этого этапа можно еще заметить, что быстрота отладки программы существенно зависит от квалификации и опыта программиста. Лишь после того, как есть уверенность в правильности работы программы, можно приступить к проведению расчетов.

Проведение расчетов и анализ результатов. На этом этапе начинающие расчетчики стремятся посчитать как можно больше вариантов, полагая, что именно это поможет им глубже уяснить смысл исследуемого явления. На самом же деле происходит обратное: за обилием чисел они могут не увидеть сути дела*.

Важно понимать, что на этом этапе решение инженерной или физической задачи только начинается. Получив решение небольшого числа тщательно подобранных вариантов и проанализировав их, следует установить, соответствует ли построенная математическая модель исследуемому физическому явлению и насколько правильно сделан выбор численного метода. На этом этапе надо четко разделять, что в получаемых результатах является следствием погрешностей применяемого численного метода, а что — сутью рассматриваемой задачи. В связи с этим иногда приходится возвращаться к первым трем этапам решения задачи и вносить в них необходимые изменения.

§ 47. Подготовка данных для ЭВМ

При решении задачи на ЭВМ необходимо задать два вида информации: программу и исходные числовые данные. Здесь мы рассмотрим типы данных, которые могут быть использованы на ЭВМ, и этапы прохождения задачи на ЭВМ, опираясь главным образом

* Здесь полезно привести два тезиса, принадлежащих специалисту в области вычислительной математики Р. В. Хеммингу: «Цель расчетов — понимание, а не числа» и «прежде чем решать задачу, подумай, что делать с ее решением».

на алгоритмический язык Фортран для ЕС ЭВМ, наиболее широко распространенный сейчас в практике инженерных расчетов.

Прежде всего следует подчеркнуть, что различают внешнее и внутреннее представление данных. Под внутренним представлением данных подразумевается способ их представления в оперативной памяти ЭВМ, используемый в процессе выполнения программы. Под внешним представлением понимается способ представления данных на устройствах ввода-вывода. Внешние представления на различных носителях информации могут, конечно, отличаться друг от друга. Например, способ изображения исходных данных на перфокартах может отличаться от представления конечных результатов на печатающем устройстве. Если в первом случае исходят из желательности компактного изображения чисел на перфокартах, то для печати результатов основным критерием является удобство чтения и понимания результатов для любого пользователя, не являющегося специалистом в области ЭВМ. Операционные системы современных ЭВМ предоставляют широкий выбор возможностей для редактирования данных как при выводе на печать, так и при обмене информацией между оперативной памятью и внешними запоминающими устройствами. Например, на с. 214 приведены результаты гидравлической увязки водопроводной сети, изображенной на рис. XIII.2.

Обратим внимание на то, что помимо действительных чисел, определяющих расходы на участках и напоры в узлах, в распечатке использован пояснительный текст, позволяющий легко ориентироваться в результатах, и указаны номера участков и узлов (являющихся целыми числами), соответствующие полученным расходам и напорам.

Как правило, внутреннее представление в ЭВМ использует двоичную систему счисления и содержит набор двоичных разрядов, упорядоченных тем или иным образом. С точки зрения пользователя достаточно представлять байтовую структуру ЭВМ так, как это было описано в предыдущем параграфе.

Внешнее представление на перфокартах и печатающем устройстве использует привычную нам десятичную систему. При передаче данных из устройства ввода в оперативную память ЭВМ или при передаче из памяти на печатающее устройство происходит преобразование данных из внешнего представления во внутреннее, или наоборот. При этом внутреннее представление определяется типом данных, описываемых в программе, а внешнее представление определяется самим программистом из соображений удобства ввода и печати. В языке Фортран для этого используется оператор FORMAT.

В ЭВМ могут использоваться следующие основные типы данных для чисел, переменных и массивов: целые, действительные с фиксированной точкой*, действительные с плавающей точкой, действи-

* Во всех алгоритмических языках при записи десятичных дробей в качестве разделителя целой и дробной части числа используется не запятая, а точка, которую называют десятичной точкой. Например, число 12,47 записывается так: 12.47

МЕТОД: ЛОБАЧЕВА — КРОССА ЧИСЛО ИТЕРАЦИЙ NU=18

НОМЕРА ВЕТВЕЙ	1	2	3	4	50
ЗНАЧЕНИЯ РАСХОДОВ	0.5113E 00	0.4649E—01	0.4649E—01	0.5113E 00	0.4887E 00
НОМЕРА ВЕТВЕЙ	6	7	8	9	10
ЗНАЧЕНИЯ РАСХОДОВ	0.4887E 00	0.4887E 00	0.4887E 00	0.4649E 00	0.4649E 00

НЕВЯЗКИ ПО КОНТУРАМ

НОМЕРА КОЛЕЦ	1	2	3
НЕВЯЗКИ	0.1192E—06	0.0	0.0

ОКОНЧЕНА УВЯЗКА

НО=10.00

НОМЕРА УЗЛОВ	1	2	3	4	5
ЗНАЧЕНИЯ НАПОРОВ	0.9045E 01	0.9306E 01	0.9522E 01	0.9739E 01	0.9284E 01
НОМЕРА УЗЛОВ	6	7	8		
ЗНАЧЕНИЯ НАПОРОВ	0.9522E 01	0.9761E 01	0.1000E 02		

тельные с удвоенной точностью, комплексные. Кроме того, используются логические, битовые и текстовые данные, но мы их рассматривать не будем (последние, например, используются для печати пояснительных текстов при выдаче на печать). Обычно в инженерных задачах используются первые три типа данных.

Целые числа и переменные используются, например, при нумерации узлов, ветвей и колец сети в исходных данных при расчете водопроводной сети, в качестве параметров цикла и различных счетчиков. Подчеркнем, что хотя целые числа и являются частным случаем действительных чисел, однако в ЭВМ целые и действительные числа — это два разных типа чисел, как с точки зрения внутреннего представления в ЭВМ, так и с точки зрения действий над ними. Арифметические операции с целыми числами совершаются точно, а с действительными числами — приближенно, причем точность вычислений определяется числом цифр в записи числа в ЭВМ.

Действительные числа по способу внешнего представления делятся на числа с фиксированной и с плавающей точкой (на языке Фортран — это числа в форматах F и E). Первые используются для записи не очень больших и не очень малых чисел и представляют собой десятичную дробь, целая и дробная часть которой разделены десятичной точкой (например, 1.02; —127.99). Действительные числа с плавающей точкой — это десятичная дробь, следом за которой идет порядок. Порядок указывает, что десятичную дробь надо умножить на некоторую степень числа 10. Порядок записывается в виде буквы E, за которой следует не более чем две десятичные цифры со знаком или без знака. Примеры записи действительных чисел с плавающей точкой: 23.1E7 (так изображается число $23{,}1 \cdot 10^7$); 1.5E — 10 ($1{,}5 \cdot 10^{-10}$); —0.99E —15 ($-0{,}99 \cdot 10^{-15}$). Данные в этом виде удобно использовать для ввода с перфокарт, когда надо вводить большие или малые числа, и при печати результатов, когда заранее неизвестно, какие величины будут получены в расчетах.

Вводимые в ЭВМ данные состоят из отдельных чисел и объединенных в группы однотипных чисел (массивов). Под массивом понимается упорядоченная совокупность элементов (чисел или переменных), обозначенных одним именем и отличающихся друг от друга индексами, указывающими положение каждого элемента в массиве. Например, отдельными числами задается общая информация о гидравлической сети: число участков p, число узлов в сети m, число независимых контуров n и т. д. Данными о сети, задаваемыми массивами, являются: массив гидравлических сопротивлений всех участков сети (этот массив состоит из p чисел — в этом случае говорят, что длина этого массива равна p), массив фиксированных отборов во всех узлах сети (его длина равна m), матрица инциденций, однозначно описывающая топологию сети и рассмотренная в гл. XIV, или другие, более простые массивы, описывающие топологию сети. Первые два массива состоят из действительных чисел, а массивы, описывающие вид сети, состоят из целых чисел.

Точность задания исходных данных определяется числом десятичных цифр, используемых для каждого данного. В языке Фортран для счета с обычной точностью в изображении числа может исполь-

зоваться не более семи значащих цифр. Примерно с такой же точностью ведется и расчет на ЭВМ. В этом случае в оперативной памяти для каждого действительного числа (с фиксированной или плавающей точкой) отводится одно слово (четыре байта). Существует возможность вести вычисления и с вдвое большей точностью. В этом случае для каждого числа в памяти отводится двойное слово (восемь байтов).

Для ввода данных требуется прежде всего записать их на специальных бланках в том порядке, в котором предусмотрен их ввод в программе, и с таким числом десятичных цифр, которое предусматривает оператор FORMAT языка Фортран. Затем эта информация переносится на перфокарты с помощью электромеханических устройств — перфораторов, которые осуществляют пробивку отверстий в нужных позициях. Перфокарта состоит из 80 колонок, в каждой из которых с помощью специальной кодировки можно записать одну цифру или один символ. Общее количество чисел, которое можно записать на одной перфокарте, зависит от количества цифр в каждом числе и определяется оператором FORMAT. В случае если с перфокарт вводится массив, его приходится располагать на нескольких перфокартах. Содержимое одной перфокарты, как правило, записывается на одной строке бланка. Ниже в качестве примера приведен бланк исходных данных для программы увязки гидравлической сети, изображенной на рис. XIII.2.

NAR IBNE M P K NC NB EPS
000 000 008 010 000 000 0000. 1E—05
Массив IDK
— — — — 4 — — — — 4 — — — — 4
НАЧАЛЬНЫЕ РАСХОДЫ
МАССИВ Q0
— 0.5E — 00 — 0.5E — 00 — 0.5E — 00 — 0.5E — 00 — 0.5E — 00
— 0.5E — 00 — 0.5E — 00 — 0.5E — 00 — 0.00 — 00 — 0.00000

Скорость ввода информации в ЭВМ составляет: для перфокарт 600—900 карт в 1 мин, для перфолент 1500 знаков в 1 мин. В некоторых ЭВМ, имеющих систему разделения времени*, исходные данные можно вводить непосредственно с устройств типа дисплея или телетайпа.

* Наличие системы разделения времени у ЭВМ означает возможность параллельного использования ресурсов вычислительной системы большим числом пользователей с помощью устройств типа дисплея или телетайпа. При этом каждому пользователю кажется, что он имеет в своем распоряжении всю ЭВМ целиком, в то время как на самом деле ЭВМ быстро переключается от одного пользователя к другому, используя время набора на пульте информации для решения задач других пользователей.

ГЛАВА XIII

ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ НА ЭВМ

§ 48. Два способа математической постановки задачи при исследовании водопроводной сети

При рассмотрении технических проблем, возникающих в процессе проектирования новых и эксплуатации существующих сетей водопровода, можно выделить две принципиально разные группы задач:

1) вопросы, связанные с подбором диаметров трубопроводов, решение которых требует привлечения экономических факторов;

2) гидравлические расчеты, при которых диаметры трубопроводов считаются заданными и требуется определить действительные расходы во всех участках сети, напоры во всех узлах и условия работы водопитателей.

При решении любой из этих задач очень важным является вопрос математической постановки или, точнее, выбор математической модели исследуемого явления. Обычно используют два различных подхода для математической формулировки задачи.

Первый, традиционный, применяемый для гидравлической увязки сети при заданных диаметрах, — сведение исследуемой технической задачи к решению совокупности систем линейных и нелинейных уравнений относительно различных параметров сети. При этом на искомые параметры помимо первого и второго законов Кирхгофа могут быть наложены некоторые ограничения, вытекающие из самой инженерной постановки задачи.

Второй подход, появившийся в сравнительно недавнее время, заключается в формулировании некоторой функции многих переменных (зависящей от параметров сети), минимум или максимум которой требуется найти. Отметим, что при таком подходе упомянутые выше ограничения не являются дополнительными условиями и могут учитываться при построении самой функции. Этот подход, как правило, применяется при технико-экономических расчетах.

Любая из этих сформулированных математических моделей может быть использована при решении различных задач водоснабжения. Вопрос заключается лишь в том, в каких случаях какую из этих моделей удобнее использовать. По-видимому, при гидравлической увязке сети, как внутренней, так и внешней, и исследовании различных режимов работы сети предпочтительнее использовать системы уравнений. Напротив, при решении задач, связанных с выбором диаметров и оптимальных режимов работы насосных станций, предпочтительнее сводить их к минимизации функции многих переменных. В последнем случае удается использовать уже разработанный аппарат линейного и выпуклого программирования, для решения типовых задач которого имеется ряд стандартных программ на ЭВМ.

Приведем типичные примеры математической формулировки задачи с помощью как первого, так и второго подхода. Эти формули-

ровки в дальнейшем будут использоваться при рассмотрении различных численных методов решения некоторых типичных задач.

Исследование совместной работы водопроводной сети, насосных станций и регулирующих емкостей можно свести к **решению системы линейных и нелинейных алгебраических уравнений** (эти уравнения уже рассматривались в предыдущих главах книги).

Уравнения баланса расходов в узлах, выражающие первый закон Кирхгофа, можно записать в следующем виде:

$$\Sigma q_{ij} - Q_i = 0 \quad (i = 1, 2, \ldots, m-1), \qquad \text{(XIII.1)}$$

где q_{ij}— расходы на участках (здесь i, j — номера узлов сети); Q_i — фиксированные отборы в узлах; m — число узлов в сети.

Уравнения для потерь напора во всех независимых контурах сети (второй закон Кирхгофа) имеют вид

$$\Sigma h_{ij} = \Sigma S_{ij} q_{ij}^{\beta} = 0, \qquad \text{(XIII.2)}$$

где h_{ij}— потери напора на участках; S_{ij} — гидравлическое сопротивление; β — параметр, характеризующий изменение потерь напора в зависимости от расчетных расходов q_{ij}.

Иногда для определенности будем рассматривать работу труб в квадратичной области, т. е. при $\beta = 2$. В отличие от аналитических и графических методов, при использовании численных методов не возникает никаких дополнительных трудностей при $\beta < 2$. Число уравнений (XIII.2) равно n — числу независимых контуров.

К уравнениям системы (XIII.1), (XIII.2) добавляются соотношения, связывающие искомые расходы и напоры водопитателей и нефиксированных отборов. В общем случае, когда имеется N насосов и нефиксированных отборов, к уравнениям (XIII.1) и (XIII.2) добавляются $N - 1$ независимых уравнений внешней увязки сети:

$$H_l - H_k = \Sigma S_{ij} q_{ij}^{\beta} \quad (l, k = 1, 2, \ldots, N-1). \qquad \text{(XIII.3)}$$

Эти уравнения связывают значения напоров в точках, где расположены водопитатели и нефиксированные отборы, с потерями напора по участкам сети между этими точками. Используя $Q - H$ характеристики водопитателей, уравнения (XIII.3) и балансовые соотношения для неизвестных расходов водопитателей, можно определить величины Q и H для всех водопитателей, т. е. решить задачу внешней увязки сети.

Для случая внешней увязки к независимым контурам самой системы добавляются фиктивные контуры. Тогда все уравнения системы (XIII.1), (XIII.2) записываются в едином виде. Это позволяет и в данном случае использовать разработанные методы и алгоритмы решения задачи (XIII.1), (XIII.2). Однако не следует забывать, что при наличии фиктивных контуров исходная сеть может иметь участки, принадлежащие более чем двум независимым контурам. Это надо иметь в виду при оценке сходимости численных методов решения задач.

Например, на рис. XIII.1 участок *bc* может принадлежать трем контурам: элементарным кольцам *I* и *II* и фиктивному контуру *OHabcdeCO*. Если же в качестве фиктивного взять контур *OHabfeCO*, то каждый участок будет принадлежать не более чем двум независимым контурам (если в сети выбрана система элементарных колец).

Приведенная выше математическая формулировка касалась вопросов совместной работы сети и водопитателей. Приведем пример постановки другой задачи, связанной с технико-экономическим расчетом, **решение которой сводится к минимизации функций многих переменных.**

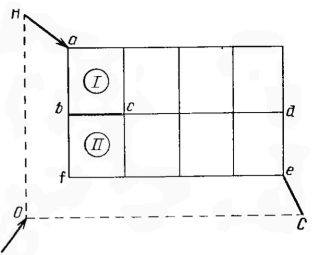


Рис. XIII.1

Известно, что основным вопросом технико-экономического расчета водопроводных сетей является определение диаметров труб всех участков сети и водоводов, обеспечивающих минимальные затраты на строительство и эксплуатацию. В этом случае величина приведенных ежегодных затрат по системе будет записана в виде следующей функции:

$$W = A\Sigma\,(a + b d_{ij}^{\alpha})\, l_{ij} + P\,(H_0 + \Sigma h_{ij})\, Q, \qquad \text{(XIII.4)}$$

где A и P — экономические показатели; a и b — эмпирические константы; d_{ij} и l_{ij} — диаметры и длины участков сети и водоводов; H_0 — пьезометрическая высота в диктующей точке сети; h_{ij} — потери напора по участкам сети; Q — полный расход воды, подаваемой в систему.

Первый член в правой части выражения (XIII.4) определяет приведенные годовые затраты от строительной стоимости, а второй — эксплуатационные затраты, требуемые для подъема воды. Суммирование в первом члене функции распространяется на все участки сети, а во втором — только на участки, которые образуют путь, соединяющий начальную точку сети с диктующей.

Задачу технико-экономического расчета водопроводных сетей математически можно сформулировать следующим образом: минимизировать функцию W, зависящую от переменных q_{ij} и d_{ij}, учитывая при этом, что переменные q_{ij}, а следовательно, и зависящие от них величины h_{ij} удовлетворяют первому и второму законам Кирхгофа.

Итак, получена типичная задача математического программирования — найти минимум заданной функции многих переменных при условии, что эти переменные удовлетворяют дополнительным ограничениям, записанным как в виде равенств, так и неравенств между этими переменными.

Методы решения подобных задач разработаны в теории математического программирования. Применительно к водопроводным сетям эти вопросы подробно исследовались в работах Л. Ф. Мошнина [13] и др.

Приведенные выше два различных математических подхода являются наиболее типичными примерами. Следует подчеркнуть, что для решения одной и той же технической проблемы иногда возможен как первый, так и второй подход. Любая задача отыскания решения

систем нелинейных или линейных уравнений может быть сведена к минимизации функции, зависящей от искомых переменных.

Второй подход нерационально применять при увязке сетей. Проиллюстрируем его здесь только для того, чтобы показать общность и универсальность второго подхода. Этот прием хорошо известен и применительно к решению системы (XIII.1), (XIII.2) заключается в следующем.

Будем решать уравнения увязки сети (XIII.1) и (XIII.2), которые запишем в общем виде следующим образом*:

$$\varphi_i(q_1, q_2, \ldots, q_p) \equiv \sum_j q_j - Q_i = 0 \quad (i=1, 2, \ldots, m-1); \qquad \text{(XIII.5)}$$

$$\psi_k(q_1, q_2, \ldots, q_p) \equiv \sum_{f \in k} S_j q_j^{\beta} = 0 \quad (k=1, 2, \ldots, n), \qquad \text{(XIII.6)}$$

где $q_1, q_2, \ldots, q_p$ — расходы воды в участках сети; p — число участков; m — число узлов; n — число независимых контуров.

Суммирование в i-м уравнении (XIII.5) распространяется на все участки, прилегающие к i-му узлу, а суммирование в k-м уравнении (XIII.6) — на все участки k-го кольца.

Введем следующую функцию φ, зависящую от искомых переменных $q_1, q_2, \ldots, q_p$:

$$\varphi(q_1, q_2, \ldots, q_p) \equiv \varphi_1^2 + \varphi_2^2 + \ldots + \varphi_{m-1}^2 + \psi_1^2 + \psi_2^2 + \ldots + \psi_n^2. \qquad \text{(XIII.7)}$$

Легко видеть, что если величины $q_1^*, q_2^*, \ldots, q_p^*$ являются решением системы уравнений (XIII.5), (XIII.6), т. е.

$$\left.\begin{aligned} \varphi_i(q_1^*, q_2^*, \ldots, q_p^*) &= 0; \\ \psi_k(q_1^*, q_2^*, \ldots, q_p^*) &= 0, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.8)}$$

то функция φ при этих значениях переменных имеет минимум, который в данном случае равен нулю:

$$\min_q \varphi(q_1, q_2, \ldots, q_p) = \varphi(q_1^*, q_2^*, \ldots, q_p^*) = 0. \qquad \text{(XIII.9)}$$

Очевидна справедливость и обратного утверждения. А именно, если найдены значения $q_1^*, q_2^*, \ldots, q_p^*$, которые обращают функцию φ в минимум, равный нулю, то эти значения $q_1^*, q_2^*, \ldots, q_p^*$ являются решениями системы уравнений (XIII.5), (XIII.6). Это следует из вида функции φ, так как в правой части соотношения (XIII.7) находятся только положительные члены. Из равенства нулю функции φ в некоторой точке следует справедливость соотношений (XIII.8). Итак, задача решения системы уравнений (XIII.5), (XIII.6) эквивалентна задаче о нахождении абсолютного минимума функции φ $(q_1, q_2, \ldots, q_p)$.

В вычислительной математике имеется ряд приемов и методов минимизации функции многих переменных. Имеется ряд программ на ЭВМ, реализующих эти методы. Наиболее известными из них яв-

* Для удобства программирования в дальнейшем вместо двух индексов «*i*», «*j*», используемых ранее для обозначения номера участка, будем пользоваться только одним индексом «*j*».

ляются метод наискорейшего спуска, метод покоординатного спуска, метод случайного поиска. Таким образом, вместо численного решения системы (XIII.5), (XIII.6) можно численно искать минимум функции φ. Подобный прием использован В. С. Кузьминым [11] для гидравлической увязки водопроводной сети при заданных расходах водопитателей. Аналогичные подходы были использованы при решении некоторых задач водоснабжения в работах Н. У. Койда [5, 10].

Относительно второго подхода к математической формулировке задачи необходимо заметить следующее.

В литературе по вопросам водоснабжения иногда можно встретить указание о том, что при сведении гидравлической увязки сети к математической задаче о минимизации функции не требуется знать предварительного распределения расходов по участкам. Конечно, это не так, ибо обычно применяемые методы минимизации функции являются итерационными и поэтому требуют задания начального распределения расходов (начального приближения). Более того, задание этого распределения существенно влияет на скорость, с которой можно получить решение.

Преимущество метода минимизации заключается, во-первых, в том, что задаваемые начальные расходы не должны удовлетворять балансу расходов в узлах (первому закону Кирхгофа), как это требуется, например, при применении метода Лобачева—Кросса для отыскания поправок циркуляционных расходов. Во-вторых, у метода минимизации область сходимости в зависимости от начального приближения значительно шире, чем у метода Ньютона, с помощью которого обычно решают системы нелинейных уравнений. В то же время вблизи решения метод Ньютона обычно дает сходимость гораздо быстрее, чем практически применяемые методы минимизации функции, поэтому иногда удобно применять комбинированные методы, когда на первом этапе проводится минимизация функции, введенной одним из указанных выше способов, а на заключительном этапе вблизи решения применяется быстро сходящийся метод Ньютона решения систем уравнений первого и второго законов Кирхгофа для сети.

Подходы, связанные с решением систем уравнений и минимизацией функции, вообще говоря, эквивалентны друг другу по сложности численной реализации. Удобство применения того или иного из подходов существенно зависит от конкретного вида решаемой задачи. Недостатком подхода, связанного с минимизацией, является наличие большого числа переменных. Например, при формулировке задачи (XIII.7) искомыми переменными, по которым осуществляется поиск минимума функции, являются расходы во всех участках сети. В то же время при решении системы уравнений (XIII.5), (XIII.6) и введении циркуляционных расходов по независимым контурам число искомых переменных существенно уменьшается — оно равно числу независимых контуров в сети, включая фиктивные. Существенным достоинством метода минимизации является его универсальность, позволяющая учитывать всевозможные ограничения, накладываемые на искомые переменные при решении конкретных

технических вопросов. Имеется большой класс задач оптимизации, в которых никакой другой подход, кроме минимизационного, невозможен из-за специфики самой постановки задачи. К ним относится, например, задача (XIII.4) технико-экономического расчета водопроводной сети.

Функцию, которую мы хотим минимизировать, желательно вводить не с помощью простого формального подхода, как это было сделано в соотношении (XIII.7), а с помощью соображений, принимающих во внимание ее физический смысл. Например, в качестве такой функции удобно взять работу, затрачиваемую на преодоление сил гидравлического сопротивления всех участков сети.

В последующих параграфах данной главы будут рассмотрены численные методы решения как при одном, так и при другом подходе.

§ 49. Методы решения систем уравнений

Характерной особенностью уравнений увязки сети является наличие среди них как линейных уравнений — уравнений баланса расходов в узлах, так и нелинейных — равенство нулю потерь напора по независимым контурам. Методы численных решений линейных и нелинейных уравнений обладают специфическими особенностями и их надо рассматривать отдельно. Здесь будут даны простейшие общие соображения о решениях линейных и нелинейных уравнений, которые понадобятся в дальнейшем при рассмотрении численных методов увязки сети.

Способы решения систем линейных уравнений хорошо разработаны — имеется много программ, реализующих как конечные, так и итерационные методы их решения. Конечными принято называть такие методы, которые в принципе позволяют получить точное решение системы за конечное число шагов. К ним, например, относится известный метод Гаусса последовательного исключения переменных. В отличие от конечных итерационные методы позволяют, задаваясь начальным приближением, определить решение лишь приближенно с любой наперед заданной точностью, повторяя многократно вычисления по единообразным итерационным формулам. Типичными примерами итерационных методов являются метод простой итерации Якоби, метод Зейделя. К итерационным методам относится и применяемый для решения задач водоснабжения метод Лобачева—Кросса (правда, здесь он применяется для решения системы нелинейных уравнений, хотя с помощью линеаризации задача в конце концов сводится к решению системы линейных уравнений для определения поправочных контурных расходов).

Конечные и итерационные методы широко применяются для решения систем линейных уравнений. Однако каждый из этих методов имеет свои характерные особенности и свою область применения. Рассмотрим систему линейных уравнений:

$$\left.\begin{array}{l} a_{11}x_1+a_{12}x_2+\ldots+a_{1n}x_n=b_1;\\ a_{21}x_1+a_{22}x_2+\ldots+a_{2n}x_n=b_2;\\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\\ a_{n1}x_1+a_{n2}x_2+\ldots+a_{nn}x_n=b_n. \end{array}\right\} \qquad \text{(XIII.10)}$$

Идея метода Гаусса заключается в том, что исходная система с помощью эквивалентных преобразований, не изменяющих ее решения, сводится к системе уравнений, имеющих верхнюю треугольную матрицу:

$$\left.\begin{aligned} u_{11}x_1+u_{12}x_2+\ldots+u_{1,n-1}x_{n-1}+u_{1,n}x_n &= b_1^*;\\ u_{22}x_2+\ldots+u_{2,n-1}x_{n-1}+u_{2,n}x_n &= b_2^*;\\ \ldots\ldots\ldots\

уравнений в которых достигает нескольких сотен. При использовании внешней памяти число решаемых уравнений можно довести до нескольких тысяч. Правда, для решения больших систем создаются специальные, более громоздкие программы, пользование которыми иногда бывает затруднительным.

В отличие от конечных методов, итерационные методы обладают свойством самокорректирования, что делает их удобными для решения систем высокого порядка (с большим числом уравнений и неизвестных).

Эффективность применения конечного или итерационного метода зависит от коэффициентов решаемой линейной системы. Так как итерационный метод на каждом шаге итерации требует выполнения примерно n^2 операций, а в методе Гаусса число этих операций около n^3, то применение итерационного метода оправдано тогда, когда число итераций k меньше порядка системы n, т. е. метод быстро сходится. Обычно наиболее простые итерационные методы сходятся довольно медленно, поэтому в вычислительной математике и в инженерных приложениях разрабатываются различные методы ускорения сходимости итерационных процессов.

Итерационные методы оказываются удобными и при решении таких задач, когда матрица коэффициентов системы линейных уравнений является «редкой» — в каждой строке имеется лишь несколько ненулевых элементов, а все остальные коэффициенты при неизвестных равны нулю. В этом случае на каждом шаге итерации приходится выполнять намного меньше, чем n^2, арифметических операций, в то время как в методе Гаусса объем вычислительной работы остается таким же, как и для заполненной матрицы. Итерационные методы в случае редких матриц удобны еще и тем, что при этом не надо хранить все коэффициенты системы уравнений в памяти машины, достаточно хранить лишь ненулевые элементы матрицы, которые собственно и будут использоваться в процессе итераций. Более того, во многих прикладных задачах коэффициенты решаемой линейной системы легко вычисляются каждый раз, когда используются в итерационном процессе.

Примерами редких матриц являются многие матрицы систем линейных уравнений, получающиеся при решении методом сеток уравнений математической физики, уравнений, описывающих движение идеальной и вязкой жидкости, уравнений теории упругости и т. д.

Редкие матрицы получаются и при расчете водопроводных сетей. Например, при гидравлической увязке сети методом поправок циркуляционных расходов для нахождения этих поправок необходимо решать систему линейных уравнений (XIII.23).

Матрица коэффициентов этой системы является редкой, так как в каждой ее строке стоит только небольшое число ненулевых элементов, независимо от того, из скольких колец состоит сеть. Этими ненулевыми элементами для k-й строки являются: величина $\sum_{l} S_l q_l$, расположенная на главной диагонали, где сумма распространяется на все участки k-го кольца, и величины $\sum_{\text{смеж}} S_j q_j$, где суммирование

распространяется на общие участки k-го и смежных с ним колец. Всего число ненулевых элементов в k-й строке будет равняться числу смежных с k-м колец плюс единица. В обычных сетях число ненулевых элементов в каждой строке равно четырем-пяти, в то время как порядок системы уравнений для определения поправок к циркуляционным расходам равен числу колец или в общем случае числу независимых контуров и может быть достаточно большим (до нескольких сотен). Следовательно, если необходимо решить систему уравнений достаточно точно*, то можно использовать один из известных итерационных методов, который в этом случае предпочтительнее метода Гаусса.

Для дальнейшего изложения будет полезно рассмотреть несколько подробнее два простейших итерационных метода, а именно — метод простой итерации, называемый иногда методом Якоби, и метод Зейделя. Эти методы будут использованы далее при изучении способов ускорения сходимости и для усовершенствования метода Лобачева—Кросса.

Запишем систему уравнений (XIII.10) в виде, удобном для проведения итерационного процесса, решая ее относительно неизвестных $x_1, x_2, \ldots, x_n$:

$$\left.\begin{aligned}
x_1 &= -\frac{a_{12}}{a_{11}}x_2 - \frac{a_{13}}{a_{11}}x_3 - \ldots - \frac{a_{1n}}{a_{11}}x_n + \frac{b_1}{a_{11}};\\
x_2 &= -\frac{a_{21}}{a_{22}}x_1 - \frac{a_{23}}{a_{22}}x_3 - \ldots - \frac{a_{2n}}{a_{22}}x_n + \frac{b_2}{a_{22}};\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
x_n &= -\frac{a_{n1}}{a_{nn}}x_1 - \frac{a_{n2}}{a_{nn}}x_2 - \ldots - \frac{a_{n,n-1}}{a_{nn}}x_{n-1} + \frac{b_n}{a_{nn}}.
\end{aligned}\right\} \quad \text{(XIII.11)}$$

Матрица коэффициентов при неизвестных в правой части преобразованной системы имеет вид:

$$B = \begin{Vmatrix}
0 & -\frac{a_{12}}{a_{11}} & -\frac{a_{13}}{a_{11}} & \ldots & -\frac{a_{1n}}{a_{11}}\\
-\frac{a_{21}}{a_{22}} & 0 & -\frac{a_{23}}{a_{22}} & \ldots & -\frac{a_{2n}}{a_{nn}}\\
\ldots & \ldots & \ldots & \ldots & \ldots\\
-\frac{a_{n1}}{a_{nn}} & -\frac{a_{n2}}{a_{nn}} & -\frac{a_{n3}}{a_{nn}} & \ldots & 0
\end{Vmatrix}$$

Все элементы, стоящие на главной диагонали матрицы B, равны нулю.

Систему (XIII.11) удобно записать в несколько более общем виде, который позволит рассмотреть итерационные процессы, использу-

* Необходимость точного решения такой системы возникает, например, при попытке ускорить сходимость метода Лобачева — Кросса. Как известно, в методе Лобачева — Кросса система решается без учета влияния смежных колец, т. е. весьма приближенно. Увеличение числа операций для отыскания точного решения линейной системы компенсируется уменьшением общего числа итераций, т. е. ускорением сходимости метода.

мые для решения не только линейных, но и нелинейных систем уравнений:

$$\left.\begin{aligned} x_1 &= f_1(x_1, x_2, \ldots, x_n);\\ x_2 &= f_2(x_1, x_2, \ldots, x_n);\\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\\ x_n &= f_n(x_1, x_2, \ldots, x_n). \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.12)}$$

Из этой системы легко получить итерационные формулы метод Якоби.

Возьмем в качестве начального приближения какую-либо совокупность чисел $x_1^{(0)}, x_2^{(0)}, \ldots, x_n^{(0)}$ и воспользуемся зависимостями (XIII.12), подставляя в правую часть их вместо переменных $x_1, x_2, \ldots, x_n$ принятые начальные значения. Тогда получим первое приближение к решению исходной системы уравнений (XIII.12):

$$\left.\begin{aligned} x_1^{(1)} &= f_1(x_1^{(0)}, x_2^{(0)}, \ldots, x_n^{(0)});\\ x_2^{(1)} &= f_2(x_1^{(0)}, x_2^{(0)}, \ldots, x_n^{(0)});\\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\\ x_n^{(1)} &= f_n(x_1^{(0)}, x_2^{(0)}, \ldots, x_n^{(0)}). \end{aligned}\right\}$$

Эта операция получения первого приближения $x_1^{(1)}, x_2^{(1)}, \ldots, x_n^{(1)}$ к решению системы уравнений называется первым шагом итерации. Теперь мы можем использовать полученные более точные значения $x_1^{(1)}, x_2^{(1)}, \ldots, x_n^{(1)}$ в качестве нового приближения. Для этого, подставив найденные значения в правую часть формул (XIII.12), определим следующее (второе) итерационное приближение к решению $x_1^{(2)}, x_2^{(2)}, \ldots, x_n^{(2)}$. Проделав r шагов итерации, можно получить $r+1$)-е приближение к решению исходной системы (XIII.12):

$$\left.\begin{aligned} x_1^{(r+1)} &= f_1(x_1^{(r)}, x_2^{(r)}, \ldots, x_n^{(r)});\\ x_2^{(r+1)} &= f_2(x_1^{(r)}, x_2^{(r)}, \ldots, x_n^{(r)});\\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\\ x_n^{(r+1)} &= f_n(x_1^{(r)}, x_2^{(r)}, \ldots, x_n^{(r)}). \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.13)}$$

Формулы (XIII.13) являются итерационными формулами метода Якоби. Итерационный процесс можно считать законченным, если все значения переменных, полученные на $(r+1)$-й итерации, отличаются от значений соответствующих переменных, полученных на предыдущей итерации, по модулю меньше наперед заданной точности ε, т. е. если

$$\left|x_i^{(r+1)} - x_i^{(r)}\right| < \varepsilon \quad (i=1, 2, \ldots, n). \qquad \text{(XIII.14)}$$

Очевидно, любым итерационным методом можно пользоваться только в том случае, когда он сходится, т. е. когда приближенное решение стремится к точному

$$x_i^{(r)} \to x_i^* \text{ при } r \to \infty \ (i=1, 2, \ldots, n).$$

Здесь x_i^* — точное решение, удовлетворяющее уравнениям (XIII.12).

Сходимость метода Якоби зависит от вида функций $f_1, f_2, \ldots, f_n$. Вернее, она зависит от матрицы F', составленной из частных производных этих функций:

$$F' = \begin{Vmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial x_1} & \frac{\partial f_1}{\partial x_2} & \cdots & \frac{\partial f_1}{\partial x_n} \\ \frac{\partial f_2}{\partial x_1} & \frac{\partial f_2}{\partial x_2} & \cdots & \frac{\partial f_2}{\partial x_n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ \frac{\partial f_n}{\partial x_1} & \frac{\partial f_n}{\partial x_2} & \cdots & \frac{\partial f_n}{\partial x_n} \end{Vmatrix}.$$

Для линейной системы уравнений все функции f_i ($i = 1, 2, \ldots, n$) являются линейными функциями, а значит F' является матрицей коэффициентов, стоящих при неизвестных в правых частях уравнений (XIII.11), т. е. совпадает с матрицей B. Для того чтобы итерационный процесс сходился, необходимо и достаточно, чтобы модуль максимального собственного значения матрицы B был меньше единицы.

Задача отыскания максимального собственного значения матрицы довольно сложна, поэтому для проверки сходимости итерационного процесса на практике пользуются следующим простым достаточным условием: метод сходится, если сумма модулей элементов каждой строки (или столбца) матрицы F' (а значит и B) меньше единицы, т. е. если имеется следующая система неравенств*:

$$\begin{gathered} |a_{12}/a_{11}| + |a_{13}/a_{11}| + \ldots + |a_{1n}/a_{11}| < 1; \\ |a_{21}/a_{22}| + |a_{23}/a_{22}| + \ldots + |a_{2n}/a_{22}| < 1; \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ |a_{n1}/a_{nn}| + |a_{n2}/a_{nn}| + \ldots + |a_{n,n-1}/a_{nn}| < 1. \end{gathered}$$

Эту систему неравенств можно переписать таким образом:

$$\left.\begin{gathered} |a_{12}| + |a_{13}| + \ldots + |a_{1n}| < |a_{11}|; \\ |a_{21}| + |a_{23}| + \ldots + |a_{2n}| < |a_{22}|; \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ |a_{n1}| + |a_{n2}| + \ldots + |a_{n,n-1}| < |a_{nn}|. \end{gathered}\right\} \qquad \text{(XIII.15)}$$

Условие (XIII.15) означает, что диагональные элементы каждой строки матрицы A исходной системы (XIII.10) по модулю больше суммы модулей остальных элементов этой строки. В этом случае говорят, что матрица A имеет диагональное преобладание.

Итак, чтобы метод простой итерации сходился, достаточно, чтобы матрица A коэффициентов при неизвестных в исходной системе уравнений (XIII.10) имела диагональное преобладание.

Метод Зейделя отличается от метода простой итерации тем, что вычисления ведутся не по итерационным формулам (XIII.13), а по следующим формулам:

* Вообще говоря, здесь надо поставить знак «$\leqslant$», причем хотя бы одно из неравенств должно быть строгим.

$$\left.\begin{aligned} x_1^{(r+1)} &= f_1\left(x_1^{(r)}, x_2^{(r)}, x_3^{(r)}, \ldots, x_n^{(r)}\right), \\ x_2^{(r+1)} &= f_2\left(x_1^{(r+1)}, x_2^{(r)}, x_3^{(r)}, \ldots, x_n^{(r)}\right); \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ x_n^{(r+1)} &= f_n\left(x_1^{(r+1)}, x_2^{(r+1)}, \ldots, x_{n-1}^{(r+1)}, x_n^{(r)}\right). \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.16)}$$

Обратим внимание, что при вычислении значения $x_i^{(r+1)}$ используются значения переменных $x_1^{(r+1)}, x_2^{(r+1)}, \ldots, x_{i-1}^{(r+1)}$, уже полученные на $(r+1)$-й итерации. Отсюда можно ожидать, что скорость сходимости в методе Зейделя больше, чем в методе простой итерации, а значит, для получения решения системы уравнений с заданной точностью при использовании метода Зейделя потребуется меньшее число итераций по сравнению с методом Якоби (простой итерации). Под скоростью сходимости понимается скорость убывания величины

$$\varepsilon^{(r)} = \max_{1 \leqslant i \leqslant n} \left| x_i^* - x_i^r \right|.$$

Изменение этой величины в процессе итераций показывает, как быстро приближенное решение $x_i^{(r)}$, полученное на r-й итерации, стремится к точному решению x_i^*.

Условия сходимости методов Зейделя и простой итерации различны. Ограничимся здесь лишь следующим практическим указанием: если матрица A коэффициентов при неизвестных в линейной системе уравнений (XIII.10) имеет диагональное преобладание, т. е. выполнены условия (XIII.15), то метод Зейделя сходится, причем быстрее, чем метод простой итерации.

Перейдем к рассмотрению нелинейных уравнений.

Обычно методы решения системы нелинейных уравнений основаны на той или иной линеаризации, смысл которой состоит в том, чтобы свести каким-либо способом решение системы нелинейных уравнений к решению последовательностей систем линейных уравнений. Различные методы решения нелинейных уравнений отличаются способами построения и решения этих последовательностей.

Следует отметить, что в общем случае «конечных» алгоритмов решения системы нелинейных уравнений построить нельзя, и поэтому все используемые методы являются, как правило, итерационными. Наиболее известны метод Ньютона и его различные модификации. Поясним идею этого метода на примере гидравлической увязки водопроводной сети.

Пусть нам известны начальные значения расходов $q_i^{(0)}$ для заданной сети. Если ввести вектор $\bar{q}$, компонентами которого являются все расходы на участках q_i, упорядоченные каким-либо образом, то нелинейные уравнения (XIII.2) можно записать в матричном виде

$$F(\bar{q}) = 0. \qquad \text{(XIII.17)}$$

В скалярном виде эти уравнения представляют собой систему нелинейных уравнений:

$$\left.\begin{aligned} f_1(q_1, q_2, \ldots, q_p) &= 0; \\ f_2(q_1, q_2, \ldots, q_p) &= 0; \\ \ldots\ldots\ldots\ldots & \\ f_n(q_1, q_2, \ldots, q_p) &= 0. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.18)}$$

Вектор $\bar{q}^{(0)}$ дает начальное приближение для решения системы (XIII.18) и поэтому

$$F(\bar{q}^{(0)}) = \Delta\bar{H} \neq 0,$$

где $\Delta\bar{H} = \{\Delta h_1, \Delta h_2, \ldots, \Delta h_n\}$ — вектор невязок потерь напора по независимым контурам.

Будем искать решение системы (XIII.17) в следующем виде:

$$\bar{q} = \bar{q}^{(0)} + \Delta\bar{q}. \qquad \text{(XIII.19)}$$

Подставим соотношение (XIII.19) в уравнение (XIII.17) и разложим функцию $F(\bar{q})$ в ряд Тейлора в окрестности точки $\bar{q}^{(0)}$, ограничиваясь лишь линейными членами разложения:

$$F(\bar{q}^{(0)} + \Delta\bar{q}) = F(\bar{q}^{(0)}) + \Delta\bar{q}F'(\bar{q}^{(0)}) = \Delta\bar{H} + \Delta qF'(\bar{q}^{(0)}) = 0.$$

В скалярном виде это уравнение выглядит так:

$$\left.\begin{aligned} \Delta h_1 + \Delta q_1 \frac{\partial f_1}{\partial q_1} + \Delta q_2 \frac{\partial f_1}{\partial q_2} + \ldots + \Delta q_p \frac{\partial f_1}{\partial q_p} &= 0; \\ \Delta h_2 + \Delta q_1 \frac{\partial f_2}{\partial q_1} + \Delta q_2 \frac{\partial f_2}{\partial q_2} + \ldots + \Delta q_p \frac{\partial f_2}{\partial q_p} &= 0; \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots & \\ \Delta h_n + \Delta q_1 \frac{\partial f_n}{\partial q_1} + \Delta q_2 \frac{\partial f_n}{\partial q_2} + \ldots + \Delta q_p \frac{\partial f_n}{\partial q_p} &= 0. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.20)}$$

Полученная система (XIII.20) является системой линейных уравнений для отыскания неизвестных поправок Δq_i. Все частные производные в уравнениях (XIII.20) вычисляются при значениях $q_i = q_i^0$. При определении же поправок $\Delta q_i^{(r)}$ на r-й итерации значения производных $\partial f_i/\partial q_j$ вычисляются при значениях расходов, полученных на предыдущей итерации $q_i^{(r-1)}$. Так как число уравнений в системе (XIII.20) равно n (числу независимых колец) и оно меньше числа неизвестных p (числа участков сети), то ее необходимо решать совместно с системой (XIII.1). Точнее, при этом надо использовать не систему (XIII.1), а систему

$$\Sigma\Delta q_i = 0 \quad (i = 1, 2, \ldots, m-1). \qquad \text{(XIII.21)}$$

Таких уравнений будет $(m-1)$, где m — число узлов сети; суммирование же в каждом уравнении проводится по всем участкам, примыкающим к данному узлу. Таким образом, метод Ньютона сводит решение нелинейной системы уравнений (XIII.1), (XIII.2) к решению последовательности линейных задач системы уравнений (XIII.20), (XIII.21).

Следует отметить, что коэффициенты системы (XIII.20) зависят от расходов q_i, которые меняются от одного шага последовательных

приближений к другому. В то же время коэффициенты системы (XIII.21) постоянны и не меняются от итерации к итерации. Этот факт дает возможность использовать систему (XIII.21) для исключения части неизвестных Δq_i. Эта идея положена в основу приема уменьшения неизвестных в системе уравнений (XIII.20), (XIII.21), предложенного В. Г. Лобачевым.

Определив из системы (XIII.21) компоненты Δq_i вектора Δq, получим вектор $\overline{q}^{(1)} = \overline{q}^{(0)} + \Delta\overline{q}$, являющийся следующим приближением для искомого решения системы (XIII.1), (XIII.2). Теперь можно взять в качестве начального приближения вектор $\overline{q}^{(1)}$ и повторить описанную выше процедуру. Процесс будет считаться законченным и решение найденным с заданной точностью, если после очередного r-го шага потери напора удовлетворяют условию:

$$|\Delta\overline{H}| = |F(\overline{q}^{(r)})| < \varepsilon .$$

Вектор $\overline{q}^{(r)}$ будет приближенным решением системы (XIII.18).

Проиллюстрируем важность правильного задания начального приближения в методе Ньютона и ситуации, которые здесь могут возникнуть, на простом примере одного уравнения:

$$F(x) \equiv x^3 - x = 0. \qquad \text{(XIII.22)}$$

Очевидно, что корнями этого уравнения будут значения: $x_1 = -1$, $x_2 = 0$, $x_3 = 1$. Посмотрим, к каким из этих корней будет сходиться итерационный процесс метода Ньютона при задании различных начальных приближений. Пусть $x^{(0)}$— начальное приближение, а $x^{(n)}$ — n-е приближение, получаемое по формуле Ньютона

$$x^{(n)} = x^{(n-1)} - F(x^{(n-1)})/F'(x^{(n-1)}).$$

Рассмотрим различные интервалы задания $x^{(0)}$:

1) $x^{(0)} < -\sqrt{3}/3$— в этом случае метод Ньютона сходится к первому корню $x_1 = -1$, т. е. $x^{(n)} \to -1$ при $n \to \infty$;

2) $x^{(0)} > \sqrt{3}/3$—здесь $x^{(n)} \to 1$ при $n \to \infty$, т. е. метод сходится к третьему корню;

3) $|x^{(0)}| < \sqrt{5}/5$ — в этом случае $x^{(n)} \to 0$;

4) $x^{(0)} = \pm\sqrt{5}/5$— при задании таких начальных значений метод Ньютона «зацикливается»: последовательные приближения принимают значения $\sqrt{5}/5$ и $-\sqrt{5}/5$, метод не сходится;

5) $\sqrt{5}/5 < |x^{(0)}| < \sqrt{3}/3$ — в этом случае в зависимости от $x^{(0)}$ итерационный процесс может сходиться либо к $x_3 = 1$, либо к $x_1 = -1$, но может попасть и в точку $x^{(n)} = \pm\sqrt{3}/3$, в которой производная $F'(x)$, стоящая в знаменателе, обратится в нуль.

Проанализируем полученные результаты. В первых трех случаях корень, к которому сходится итерационный процесс, лежит в том же интервале, в котором задается начальное приближение, и такая ситуация представляется довольно естественной. В пятом случае итерационный процесс ведет себя не так. При некоторых $x^{(0)}$, лежащих, например, на отрезке $-\sqrt{3}/3 < x^{(0)} < -\sqrt{5}/5$, процесс может сходиться как к «близкому» корню $x_1 = -1$, так и к «далеко-

му» корню $x_3 = 1$ (при других $x^{(0)}$ из этого же отрезка), «перепрыгивая» через корень $x_2 = 0$.

Изложенный выше метод Ньютона реализован во многих программах для ЭВМ разных типов, причем, как правило, программы используют так называемый модифицированный метод Ньютона. При применении обычного метода Ньютона большую часть времени занимает вычисление матрицы коэффициентов при неизвестных системы (XIII.20). Идея модифицированного метода заключается в том, что матрица коэффициентов считается не на каждом шаге последовательных приближений, а лишь через определенное число шагов. Причем при вычислении поправок Δq_i, определяемых из линейной системы (XIII.20), значения коэффициентов при неизвестных этой системы считаются постоянными, что позволяет эффективно экономить машинное время при решении нелинейных систем высокого порядка, левые части которых вычисляются достаточно сложно.

Выше для решения линейных систем были приведены два итерационных метода (метод простой итерации и метод Зейделя), которые используют формулы (XIII.13) и (XIII.16). Указанные методы могут быть применены и для решения систем нелинейных уравнений. При этом в правой части итерационных формул (XIII.13) и (XIII.16) будут уже нелинейные функции $f_i(x_1, x_2, \ldots, x_n)$. Эти методы сходятся медленнее метода Ньютона, но зато не требуют вычисления производных.

Надо отметить, что универсальных методов, удобных для решения любых задач, не существует. На практике для каждой конкретной задачи должен быть выбран тот метод, который в данном случае дает лучшую сходимость и достаточно прост в реализации.

До сих пор вкратце рассматривались вопросы численного решения систем линейных и нелинейных уравнений общего вида, что имело целью дать самое общее представление о решении задач такого типа на ЭВМ. Вопросы же численного решения систем (XIII.1), (XIII.2) рассматривались лишь в самых общих чертах. Конкретное приложение рассмотренных выше методов и приемов для расчета водопроводных сетей приводится далее.

§ 50. Методы минимизации функции многих переменных

Математическая модель задачи расчета водопроводной сети может быть сформулирована как задача отыскания безусловного (или условного) минимума некоторой специальным образом построенной выпуклой* функции. Чаще всего так формулируется задача технико-экономического расчета гидравлической сети. Здесь ищется минимум выпуклой функции многих переменных (неизвестными

---

* Функция $f(x)$ называется выпуклой, если для любых переменных x_1, x_2 $f[\lambda x_1 + (1 - \lambda) x_2] \leqslant \lambda f(x_1) + (1 - \lambda) f(x_2)$ $(0 \leqslant \lambda \leqslant 1)$. Геометрически это означает, что любая точка, принадлежащая хорде, проходящей через точки $M_1[x_1; f(x_1)]$ и $M_2[x_2, f(x_2)]$, находится выше точек, принадлежащих графику функции $f(x)$ между теми же точками.

являются расходы на участках и диаметры труб, т. е. величины q_j, d_j).

Для решения этой задачи можно воспользоваться методами безусловной минимизации функции (или методами решения задачи при заданных условиях). Эти методы разработаны в теории нелинейного программирования. В библиотеке стандартных программ на любой ЭВМ существует набор программ, реализующих соответствующие алгоритмы, и его можно применять при решении задач на ЭВМ.

Группа методов, известная под названием методов спуска, включает в себя наиболее часто применяемые достаточно простые в использовании алгоритмы. Само название этих методов говорит о том, что в их основу положен тот или иной способ «спуска» к минимальной точке выпуклой функции, которая в задачах, решаемых на гидравлических сетях, чаще всего является точкой абсолютного минимума функции.

Одним из самых простых методов в этой группе является метод покоординатного спуска. Идея метода заложена в самом его названии — спуск к точке минимума функции проводится поочередно по каждой координате. Метод покоординатного спуска сводит задачу отыскания минимума функции n переменных к последовательности шагов, на каждом из которых ищется минимум функции одного переменного при фиксированных остальных переменных. Цикл минимизации функции одного переменного повторяется вновь, начиная с отыскания минимума функции по переменной x_1, и т. д. Алгоритм заканчивается, когда очередная точка окажется точкой абсолютного минимума целевой функции, либо, чаще всего, по достижении заданной точности решения. Известно, что необходимыми условиями для точки локального минимума функции $f(\bar{x})$ являются условия $\partial f/\partial \bar{x} = 0$, поэтому, если на очередном r-м шаге спуска окажется, что все координаты вектора $|(\partial f/\partial \bar{x})^{(r)}| < \varepsilon$, где ε—заданная точность решения, то счет прекращается. Вектор

$$\nabla f(\bar{x}) = (\partial f/\partial \bar{x}) = \begin{pmatrix} \partial f/\partial x_1 \\ \partial f/\partial x_2 \\ \cdots \\ \partial f/\partial x_n \end{pmatrix},$$

называемый градиентом функции $f(\bar{x})$ в точке $\bar{x}$, играет значительную роль в теории нелинейного программирования. Он указывает направление возрастания функции $f(\bar{x})$, а значит противоположное направление — направление антиградиента — определяет направление убывания функции. И если $\nabla f(\bar{x}) \neq 0$, то, выбирая $-\nabla f(\bar{x})$ как направление движения, можно добиться уменьшения функции. Один из самых старых и хорошо известных методов — метод наискорейшего спуска, впервые предложенный Коши, — построен на этой идее. В точке $\bar{x}^{(r)}$ определяется градиент и находится точка $\bar{x}^{(r+1)}$, минимизируя $f(\bar{x})$ в направлении антиградиента, исходящем

из точки $\bar{x}^{(r)}$, т. е. вычисление на каждой последующей итерации производится по формуле

$$\bar{x}^{(r+1)} = \bar{x}^{(r)} - \lambda^{(r)} \nabla f(\bar{x}^{(r)}),$$

где $\lambda^{(r)}$ — наименьшее неотрицательное значение λ, минимизирующее $f(\bar{x})$ по направлению $-\nabla f(\bar{x}^{(r)})$.

К сожалению, метод наискорейшего спуска имеет некоторые недостатки. В последнее время для решения задач безусловной минимизации широкое распространение получили градиентные методы, основанные на так называемых сопряженных направлениях. С подробным описанием этих методов можно познакомиться в монографии [9].

§ 51. Метод Лобачева — Кросса

В практике проектирования и расчетов водопроводных сетей наиболее распространен метод Лобачева—Кросса. Этот метод, будучи очень удобным для ручных расчетов, сохранил свое значение и при использовании ЭВМ благодаря простоте и единообразию расчетных формул. В последнее время предложен ряд его улучшений и модификаций. В большинстве имеющихся программ реализована та или иная модификация метода Лобачева—Кросса.

Для успешного использования метода необходимо четкое понимание причин, обусловливающих его сходимость или расходимость, и знание способов ускорения сходимости.

Метод Лобачева—Кросса представляет собой следующую совокупность приемов для решения системы (XIII.1), (XIII.2):

I — задание некоторого приближенного начального решения задачи $q_i^{(0)}$, удовлетворяющего уравнениям баланса в узлах (XIII.1);

II — линеаризация исходной задачи и получение системы линейных уравнений для поправок Δq_i к заданным начальным расходам; число этих уравнений равно p — числу участков сети;

III — уменьшение числа искомых переменных путем использования уравнений баланса в узлах. Остроумным способом реализации этой идеи является введение контурных расходов по независимым кольцам Δq_k ($k = 1, 2, \ldots, n$). В результате получается система линейных уравнений относительно новых переменных Δq_k. Число таких уравнений существенно меньше и равно числу независимых колец n. Эта система имеет следующий вид:

$$\left.\begin{aligned}
&\Delta h_1 + A_{11}\Delta q_1 + A_{12}\Delta q_2 + \ldots + A_{1n}\Delta q_n = 0;\\
&\Delta h_2 + A_{21}\Delta q_1 + A_{22}\Delta q_2 + \ldots + A_{2n}\Delta q_n = 0;\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&\Delta h_n + A_{n1}\Delta q_1 + A_{n2}\Delta q_2 + \ldots + A_{nn}\Delta q_n = 0,
\end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.23)}$$

$$\text{где } A_{kl} = \beta \sum_m S_m q_m^{\beta-1}, \qquad \text{(XIII.23а)}$$

здесь k и l — номера независимых колец; S_m и q_m — гидравлическое сопротивление и расход на m-м участке сети, а суммирование распространяется на все участки сети, общие для k-го и l-го колец.

В частности, все коэффициенты A_{kk} представляют собой сумму величин $\beta S_m q_m^{\beta-1}$ по всем участкам k-го кольца.

Матрицу

$$A=\begin{Vmatrix} A_{11} & A_{12}\dots & A_{1n} \\ A_{21} & A_{22}\dots & A_{2n} \\ \dots & \dots & \dots \\ A_{n1} & A_{n2}\dots & A_{nn} \end{Vmatrix}$$

будем называть матрицей коэффициентов системы уравнений (XIII.23), а элементы A_{kk} $(k = 1, 2, \dots, n)$ — коэффициентами, стоящими на главной диагонали матрицы A;

IV — использование приближенного способа для решения системы (XIII.23). Этот способ заключается в том, что в системе (XIII.23) отбрасываются все члены, кроме тех, которые стоят на главной диагонали. Исходная система уравнений (XIII.23) заменяется следующей:

$$\left.\begin{aligned} \Delta h_1 + A_{11}\,\Delta q_1 &= 0; \\ \Delta h_2 + A_{22}\,\Delta q_2 &= 0; \\ \dots\dots\dots & \\ \Delta h_n + A_{nn}\,\Delta q_n &= 0. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.24)}$$

Решая систему (XIII.24), приходим к хорошо известной формуле Лобачева—Кросса:

$$\Delta q_k = -\Delta h_k / A_{kk}\ (k = 1, 2, \dots, n). \qquad \text{(XIII.25)}$$

Обоснованием, правда, не совсем строгим, допустимости замены системы (XIII.23) системой (XIII.24) является тот факт, что для многих сетей, в частности для всех плоских сетей, выполняется соотношение

$$A_{kk} > \sum_{\substack{l=1 \\ (k \neq l)}}^{n} A_{kl}\ (k, l = 1, 2, \dots, n), \qquad \text{(XIII.26)}$$

т. е. матрица системы (XIII.23) имеет диагональное преобладание. Этот факт и позволяет ограничиться в системе (XIII.23) только членами, стоящими на главной диагонали, т. е. перейти к системе (XIII.24).

Соотношение (XIII.26), как будет отмечено далее, существенно влияет на сходимость метода.

После того, как по системе (XIII.24) будут вычислены значения Δq_k, можно определить новые, уточненные значения расходов на участках сети. Эти новые значения расходов $q_l^{(1)}$ могут быть использованы как исходные для следующего уточнения значения расходов;

V — построение итерационного процесса, позволяющего в результате многократного решения системы (XIII.24) получать все более и более точные значения расходов:

$$q_l^{(r+1)} = q_l^{(r)} + \Delta q_l^{(r+1)} = q_l^{(r)} + \Sigma \delta_{kl}\,\Delta q_k^{(r+1)}. \qquad \text{(XIII.27)}$$

Здесь индекс «r» означает номер итерации; $\Delta q_k^{(r+1)}$—решение системы (XIII.24), в которой коэффициенты A_{kk} вычислены при значениях расходов $q_i^{(r)}$, полученных на предыдущей r-й итерации; параметр δ_{ki} определяется следующим образом:

$$\delta_{ki}=\begin{cases}+1, & \text{если расход на } i\text{-м участке } k\text{-го кольца направлен по часовой стрелке;}\\ -1, & \text{если расход на } i\text{-м участке } k\text{-го кольца направлен против часовой стрелки;}\\ 0, & \text{если } i\text{-й участок не принадлежит } k\text{-му кольцу.}\end{cases}$$

Отметим некоторые особенности системы (XIII.23), важные для дальнейшего изложения.

Все коэффициенты матрицы системы положительны

$$A_{kl}>0 \ (k, l=1,2,\ldots, n), \qquad \text{(XIII.28)}$$

так как при суммировании в выражении (XIII.23а) все расходы $q_m^{\beta-1}$ берутся по абсолютной величине.

Матрица коэффициентов симметрична, т. е.

$$A_{kl}=A_{lk} \text{ (для всех } k \text{ и } l), \qquad \text{(XIII.29)}$$

и, кроме того, имеет диагональное преобладание (при соответствующем выборе независимых контуров, о чем будет сказано далее; в частности, для системы элементарных колец матрица A всегда обладает этим свойством).

Эти свойства матрицы системы (XIII.23) достаточны для сходимости итерационных методов, а следовательно, и метода Лобачева—Кросса.

Рассмотрим подробнее вопрос о сходимости метода Лобачева—Кросса. Исследованию этого вопроса был посвящен ряд работ. Наиболее последовательно он рассмотрен в статье Карло Као. Основные результаты этой работы будут использованы в дальнейших выкладках.

Метод Лобачева—Кросса, как уже было отмечено, является итерационным методом. Это значит, что, задаваясь начальным приближением и повторяя многократно процесс счета по итерационным формулам (XIII.25) и (XIII.27), можно получить решение задачи с любой заданной точностью.

Как было показано, формулы итерационного процесса могут быть записаны в виде:

$$\left.\begin{aligned} q_1^{(r+1)}&=f_1\left(q_1^{(r)}, q_2^{(r)}, \ldots, q_p^{(r)}\right);\\ q_2^{(r+1)}&=f_2\left(q_1^{(r)}, q_2^{(r)}, \ldots, q_p^{(r)}\right);\\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\ q_n^{(r+1)}&=f_n\left(q_1^{(r)}, q_2^{(r)}, \ldots, q_p^{(r)}\right).\end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.30)}$$

Соответствующие правые части функций $f_i\left(q_1^{(r)}, q_2^{(r)}, \ldots, q_p^{(r)}\right)$ для метода Лобачева—Кросса представляются формулой

$$f_i\left(q_1^{(r)}, q_2^{(r)}, \ldots, q_p^{(r)}\right)=q_i^{(r)}-\sum_{k=1}^{n}\delta_{ki}\,\frac{\Delta h_k}{A_{kk}}=$$

$$= q_i^{(r)} - \sum_{k=1}^{n} \delta_{ki} \frac{\sum_m \left[\pm S_m \left(q_m^{(r)} \right)^{\beta} \right]}{\beta \sum_m S_m \left(q_m^{(r)} \right)^{\beta - 1}} \quad (i = 1, 2, \ldots, p). \qquad \text{(XIII.31)}$$

В приведенном выражении используются обозначения формулы (XIII.23а), а знак в числителе учитывает направление расхода при вычислении потерь напора по контуру.

Для проверки сходимости любого итерационного метода необходимо оценить изменение его ошибки. Пусть $\bar{q}^* = \{q_1^*, q_2^*, \ldots, q_p^*\}$ — точное решение исходной задачи и $\bar{q}^{(r)} = \{q_1^{(r)}, q_2^{(r)}, \ldots, q_p^{(r)}\}$ — вектор приближенного решения, полученный при r-й итерации. Вектор $\bar{\varepsilon}^{(r)} = \bar{q}^* - \bar{q}^{(r)}$ будем называть ошибкой при r-й итерации. Систему (XIII.30) в векторном виде можно записать следующим образом:

$$\bar{q}^{(r+1)} = F(\bar{q}^{(r)}), \qquad \text{(XIII.32)}$$

где F — оператор, преобразующий вектор $\bar{q}^{(r)}$ в вектор $\bar{q}^{(r+1)}$.

Вычитая из $\bar{q}^*$ обе части равенства (XIII.32) и используя соотношение $\bar{q}^{(r)} = \bar{q}^* - \bar{\varepsilon}^{(r)}$, получим

$$\bar{\varepsilon}^{(r+1)} = \bar{q}^* - F(\bar{q}^* - \bar{\varepsilon}^{(r)}). \qquad \text{(XIII.33)}$$

Это уравнение описывает изменение ошибки метода в итерационном процессе при переходе от r-й итерации к $(r+1)$-й итерации. Если с ростом числа итераций r модуль вектора $\bar{\varepsilon}^{(r)}$ не убывает, то итерационный процесс не будет сходящимся. Такими численными процессами на практике пользоваться нельзя.

Если же с ростом r величина $\bar{\varepsilon}^{(r)}$ убывает, то итерационный процесс будет сходящимся и методом можно пользоваться для получения решения задачи с любой наперед заданной точностью. Скорость убывания $\bar{\varepsilon}^{(r)}$ характеризует скорость сходимости метода к точному решению. Получить оценку скорости убывания в явном виде для произвольного нелинейного итерационного процесса (XIII.33) затруднительно. Обычно на практике ограничиваются линейными соотношениями для измерения погрешности, считая, что величина $\bar{\varepsilon}^{(r)} = \bar{q}^* - \bar{q}^{(r)}$ достаточно мала. Это означает, что начальное распределение расходов не сильно отличается от точного решения. В этом случае выражение (XIII.33) можно упростить, пользуясь малостью величины $\bar{\varepsilon}^{(r)}$. Разложим функцию F в ряд Тейлора в окрестности точки $\bar{q}^*$ и, оставляя только члены, содержащие $\bar{\varepsilon}^{(r)}$ в первой степени, получим следующее соотношение:

$$\bar{\varepsilon}^{(r+1)} = \bar{q}^* - F(\bar{q}^*) + F'(\bar{q}^*)\bar{\varepsilon}^{(r)}. \qquad \text{(XIII.34)}$$

Так как $\bar{q}^*$ — точное решение, то $\bar{q}^* = F(\bar{q}^*)$, поэтому из соотношения (XIII.34) получаем:

$$\bar{\varepsilon}^{(r+1)} = F'(\bar{q}^*)\bar{\varepsilon}^{(r)}.$$

Запишем это векторное соотношение в скалярном виде:

$$\left.\begin{aligned}
\varepsilon_1^{(r+1)} &= \frac{\partial f_1}{\partial q_1}\varepsilon_1^{(r)} + \frac{\partial f_1}{\partial q_2}\varepsilon_2^{(r)} + \ldots + \frac{\partial f_1}{\partial q_p}\varepsilon_p^{(r)},\\
\varepsilon_2^{(r+1)} &= \frac{\partial f_2}{\partial q_1}\varepsilon_1^{(r)} + \frac{\partial f_2}{\partial q_2}\varepsilon_2^{(r)} + \ldots + \frac{\partial f_2}{\partial q_p}\varepsilon_p^{(r)},\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
\varepsilon_p^{(r+1)} &= \frac{\partial f_p}{\partial q_1}\varepsilon_1^{(r)} + \frac{\partial f_p}{\partial q_2}\varepsilon_2^{(r)} + \ldots + \frac{\partial f_p}{\partial q_p}\varepsilon_p^{(r)}.
\end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.35)}$$

Все частные производные $\partial f_i/\partial q_j$ в соотношениях (XIII.35) берутся в точке $\overline{q}^*$, т. е. при $q_1 = q_1^*$, $q_2 = q_2^*$, ..., $q_k = q_k^*$. Соотношения (XIII.35) показывают, что преобразование вектора ошибки на r-й итерации $\overline{\varepsilon}^{(r)}$ в вектор ошибки на $(r+1)$ итерации $\overline{\varepsilon}^{(r+1)}$ совершается с помощью следующей матрицы преобразования:

$$F' = \left\| \begin{array}{cccc}
\frac{\partial f_1}{\partial q_1} & \frac{\partial f_1}{\partial q_2} & \ldots & \frac{\partial f_1}{\partial q_p}\\
\frac{\partial f_2}{\partial q_1} & \frac{\partial f_2}{\partial q_2} & \ldots & \frac{\partial f_2}{\partial q_p}\\
\ldots & \ldots & \ldots & \ldots\\
\frac{\partial f_p}{\partial q_1} & \frac{\partial f_p}{\partial q_2} & \ldots & \frac{\partial f_p}{\partial q_p}
\end{array} \right\|.$$

В вычислительной математике показывается, что для сходящегося метода норма* матрицы должна быть меньше единицы. Норма матрицы может быть определена различным образом и в зависимости от этого существуют различные конструктивные способы ее вычисления. Например, ее величину можно оценить путем вычисления собственных значений матрицы F'. Собственные значения λ_1, λ_2, ..., λ_p этой матрицы являются решениями следующего характеристического уравнения:

$$\left| \begin{array}{cccc}
\frac{\partial f_1}{\partial q_1} - \lambda & \frac{\partial f_1}{\partial q_2} & \ldots & \frac{\partial f_1}{\partial q_p}\\
\frac{\partial f_2}{\partial q_1} & \frac{\partial f_2}{\partial q_2} - \lambda & \ldots & \frac{\partial f_2}{\partial q_p}\\
\ldots & \ldots & \ldots & \ldots\\
\frac{\partial f_p}{\partial q_1} & \frac{\partial f_p}{\partial q_2} & \ldots & \frac{\partial f_p}{\partial q_p} - \lambda
\end{array} \right| = 0.$$

---

* Нормой матрицы называется число, характеризующее наибольшее растяжение вектора $\overline{\varepsilon}^{(r)}$ при преобразовании его в вектор $\overline{\varepsilon}^{(r+1)}$ с помощью матрицы F'. Написанное условие и означает, что вектор $\overline{\varepsilon}^{(r)}$ (как его каждая компонента, так и длина) убывает с ростом r и, следовательно, $q_m^r \to q_m^*$ (при $r \to \infty$).

Если раскрыть определитель, записанный в левой части этого уравнения, то получится многочлен p-й степени относительно неизвестной λ:

$$\lambda^p + a_1\lambda^{p-1} + a_2\lambda^{p-2} + \ldots + a_{p-1}\lambda + a_p = 0.$$

Этот многочлен, называемый характеристическим многочленом, имеет p корней $\lambda_1, \lambda_2, \ldots, \lambda_p$, которые и называются собственными значениями матрицы F'. Условие сходимости метода будет выполнено, если максимальное по модулю собственное значение матрицы будет меньше единицы

$$\max_i |\lambda_i| < 1.$$

Однако этот способ определения сходимости довольно сложен. На практике чаще используют легко проверяемый способ, приведенный в § 49. В рассматриваемом случае он заключается в следующем.

Вычислим сумму модулей элементов каждой строки матрицы F':

$$C_1 = |\partial f_1/\partial q_1| + |\partial f_1/\partial q_2| + \ldots + |\partial f_1/\partial q_p| ;$$
$$C_2 = |\partial f_2/\partial q_1| + |\partial f_2/\partial q_2| + \ldots + |\partial f_2/\partial q_p| ;$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$C_p = |\partial f_p/\partial q_1| + |\partial f_p/\partial q_2| + \ldots + |\partial f_p/\partial q_p| .$$

Из полученных чисел выберем максимальное:

$$C = \max_{1 \leqslant i \leqslant p} (C_i).$$

Величина C дает оценку нормы матрицы F'. Можно утверждать, что если $C < 1$, то метод Лобачева—Кросса сходится. Для исходной системы уравнений (XIII.23) условия сходимости можно записать в виде системы неравенств (XIII.15). Напомним, что члены, стоящие на главной диагонали (величины A_{kk}), являются суммой величин $\beta S q^{\beta-1}$ по всем участкам k-го кольца, а A_{kl} — есть сумма этих же величин по общим участкам k-го и l-го колец.

Следует отчетливо представлять, что все приведенные оценки сходимости носят лишь приближенный характер. Это обусловлено прежде всего тем, что при выводе этих оценок использовались некоторые допущения, а именно:

1) исследование сходимости проводилось в линейном приближении. Это означает, что в случае когда начальное приближение значительно отличается от точного решения, результаты практического счета могут на первых итерациях сильно отличаться от предсказаний линейной теории сходимости. Процесс может быть сходящимся там, где по линейной теории он расходится, и наоборот. В то же время в случае когда уже проведено достаточное число итераций и распределение расходов по участкам сети близко к точному решению (либо когда начальные расходы сразу заданы достаточно близкими к истинным), условия линейной теории сходимости достаточно хорошо описывают реальную ситуацию;

2) используется величина C, введенная ранее, которая дает лишь приближенную оценку сходимости;

Таблица XIII.1

№ участка	q_i	S_i	№ участка	q_i	S_i
1	0,5	1	*6*	0,5	1
2	0,5	100	*7*	0,5	1
3	0,5	100	*8*	0,5	1
4	0,5	1	*9*	0	1
5	0,5	1	*10*	0	1

3) элементы матрицы F' вычисляются не в точке $\bar{q}^*$, как этого требует теория, а в точке $\bar{q}^{(0)}$, которая может существенно отличаться от $\bar{q}^*$.

Располагая приближенными способами оценки сходимости метода Лобачева—Кросса, можно рассмотреть очень важный для расчетной практики вопрос: как для заданной сети применить метод, обеспечив его сходимость, и какие существуют способы для ускорения сходимости.

Из неравенств (XIII.15) видно, что выполнение условий сходимости зависит от выбора системы расчетных контуров, гидравлического сопротивления участков S_i, начальных значений расходов $q_i^{(0)}$.

Учитывая эту зависимость, можно сделать вывод, что метод Лобачева—Кросса будет сходиться, если любой участок сети принадлежит не более, чем двум независимым расчетным контурам. Если же какой-либо участок сети входит более чем в два независимых контура и величина Sq для этого участка значительно больше, чем для остальных участков тех же контуров, метод Лобачева—Кросса будет расходиться.

Проиллюстрируем это на примере простейшей трехкольцевой сети, схема которой приведена на рис. XIII.2, *а*. Выберем в качестве независимых контуров следующие: элементарное кольцо *2—3—10—9* и контуры *1—2—3—10—7—8* и *2—3—4—5—6—9*. Схематически эти контуры показаны на рис. XIII. 2, *б*. Гидравлические сопротивления и начальные расходы $q_i^{(0)}$ на участках записаны в табл. XIII.1.

Матрица A коэффициентов системы уравнений (XIII.23), записанная для этой сети с заданными значениями S и при $\beta = 2$, будет иметь следующий вид с учетом выражений (XIII.23а):

$$A = \begin{Vmatrix} 200 & 200 & 200 \\ 200 & 203 & 200 \\ 200 & 200 & 203 \end{Vmatrix}.$$

Очевидно, что условия (XIII.15) для коэффициентов этой матрицы не выполнены, поэтому можно предполагать, что метод Лобачева—Кросса при увязке этой сети будет расходиться. Действительно, расчеты, проведенные на ЭВМ ЕС-1022 по программе, описанной в гл. XIV, показывают, что в этом случае метод Лобачева—Кросса расходится.

Однако если в качестве расчетных контуров выбрать элементарные кольца *2—3—10—9*; *1—9—7—8* и *10 —4—5—6* (рис. XIII.2, *в*), то матрица A при

Таблица XIII.2

Метод	Число итераций при системе независимых контуров	
	по рис. XIII.2, *б*	по рис. XIII 2, *в*
Лобачева — Кросса	Метод расходится	12
Последовательного внесения поправок	92	9
Внесения поправок в контур с максимальной невязкой	235	15

тех же значениях S и q будет иметь следующий вид:

$$A = \begin{Vmatrix} 3 & 0 & 0 \\ 0 & 200 & 0 \\ 0 & 0 & 3 \end{Vmatrix}.$$

Условия (XIII.15) выполнены и метод сходится к решению после 12 итераций. Расчеты проводились на ЭВМ ЕС-1022 до тех пор, пока значения невязок по контурам не стали меньше $\varepsilon = 10^{-6}$. Результаты этих расчетов приведены в табл. XIII.2, где показано число итераций при увязке трехкольцевой сети тремя разными методами для разных вариантов систем независимых контуров.

При расчете реальных сетей с большим числом колец часто приходится сталкиваться с медленной сходимостью метода Лобачева—Кросса. Естественно, встает вопрос об ускорении сходимости этого метода, что можно осуществить двумя путями:

1) выбором такой системы независимых контуров, при которой метод будет сходиться достаточно быстро;

2) применением таких модификаций метода Лобачева—Кросса, область сходимости которых шире области сходимости собственно метода Лобачева—Кросса, а также ускоряющих сходимость (подробно некоторые модификации метода Лобачева—Кросса будут рассмотрены далее).

Если задача ускорения сходимости метода решается первым путем, то следует иметь в виду, что для разных комбинаций независи-

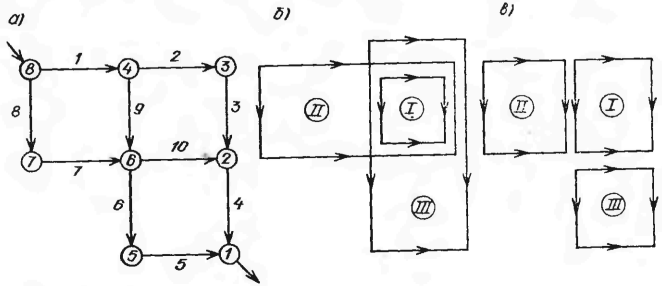


Рис. XIII.2

мых контуров элементы матрицы A различны. Чтобы метод Лобачева—Кросса сходился быстрее, надо из всех возможных комбинаций независимых контуров выбрать такую, для которой отношение диагонального элемента матрицы A к сумме всех остальных элементов этой строки было бы максимальным.

§ 52. Модификации метода Лобачева — Кросса и другие методы увязки сети

При рассмотрении одного из наиболее часто применяемых методов увязки сети — метода Лобачева—Кросса с точки зрения его реализации на ЭВМ и сходимости было показано, что в зависимости от выбранной системы независимых контуров, начальных значений расходов и значений гидравлических сопротивлений участков сети в некоторых случаях он может расходиться или сходиться очень медленно.

Здесь рассмотрим различные способы усовершенствования этого метода и некоторые другие методы, применяемые при увязке сети на ЭВМ. Основные требования, которым должен удовлетворять любой усовершенствованный метод увязки сети, можно сформулировать следующим образом:

а) обеспечение более широкой, чем у метода Лобачева—Кросса, области сходимости;

б) обеспечение быстрой сходимости метода;

в) простота реализации каждого шага итерационного процесса увязки;

г) удобство программирования для ЭВМ.

Практика проведения расчетов водопроводной сети, а также теоретические разработки показывают, что во многих случаях наиболее удобны для увязки сети методы, основанные на нахождении поправок контурных расходов на каждом шаге итерационного процесса. В этом случае для поправок получается система линейных уравнений (XIII.23), которую нужно решать на каждом итерационном шаге.

Существует два различных подхода к решению этой системы: 1) отыскание решения на каждом итерационном шаге упрощенными методами; 2) точное решение системы на каждом итерационном шаге.

Кроме того, с помощью полученных поправок Δq_i можно по-разному организовать коррекцию значений расходов во всех участках сети.

Методы приближенного определения поправок контурных расходов на каждом шаге итерации. Рассмотрим здесь лишь те методы, которые основаны на использовании известной формулы Лобачева — Кросса (XIII.25):

$$\Delta q_k = -\Delta h_k / A_{kk} \quad (k = 1, 2, \ldots, n),$$

где Δq_k — поправка контурного расхода для k-го контура на данном шаге итерации; Δh_k — потери напора в k-м контуре; A_{kk} — величина $\beta \Sigma Sq$ в k-м контуре (суммирование распространяется на все участки, входящие в k-й контур, причем все члены суммы берутся положительными в каждом участке независимо от направления расхода в них); n — число независимых контуров в рассматриваемой сети.

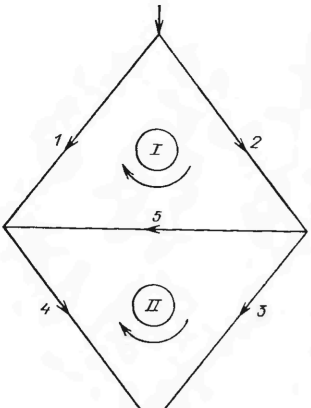


Рис. XIII.3

Поправки, найденные по формулам (XIII.25), необходимо внести в значения расходов q_1, q_2, ..., q_p линий сети (p — число участков в сети)*.

Поправки на каждом шаге итерации можно вносить во все контуры сети или в некоторые из них. В зависимости от этого получаются различные методы, отличающиеся условиями сходимости и числом итераций, требуемых для получения решения с заданной точностью.

а. Метод одновременного внесения поправок во все контуры сети (метод Лобачева — Кросса). По этому методу величины Δh_k и A_{kk} вычисляются для всех независимых контуров, причем при их вычислении используются значения расходов, полученные на предыдущей итерации. После вычисления поправок Δq_k по формуле (XIII.25) они одновременно вносятся в значения расходов всех участков всех независимых контуров. При этом на тех участках, которые входят в два или больше контуров, вносятся поправки, соответствующие каждому контуру. Если в качестве контуров выбраны элементарные кольца, то этот метод представляет собой обычный метод Лобачева—Кросса.

б. Метод последовательного внесения поправок во все контуры сети. Рассмотрим сеть, состоящую из n независимых контуров. Пронумеруем эти контуры каким-либо образом числами от 1 до n, т. е. $k = 1, 2, \ldots, n$.

Прежде всего вычислим величину A_{11} и невязку потерь напора Δh_1 в первом контуре, причем для вычисления этих величин используем начальные значения расходов в участках, входящих в первый контур. Подсчитаем затем поправку контурного расхода Δq_1 по формуле Лобачева—Кросса (XIII.25). Используя полученное значение Δq_1, вычислим уточненные значения расходов для всех участков, входящих в первый контур.

Перейдем теперь ко второму контуру и будем для него вычислять величины Δh_2 и A_{22}, причем для тех участков, которые не входят в первый независимый контур, будем брать значения начальных расходов, а для тех участков, которые являются общими для

* Поскольку изменение q_i осуществляется с помощью контурных расходов Δq_k, уравнения баланса в узлах при этом не нарушаются.

первого и второго контуров, будем использовать уточненные после корректировки значения расходов. Вычислим затем величину поправки контурного расхода во втором контуре Δq_2 по формуле (XIII.25) и определим уточненные значения расходов во всех участках, входящих во второй контур.

Аналогично поступим, переходя от второго контура к третьему, затем к четвертому и так далее до тех пор, пока не уточним расходы всех участков, входящих в последний контур.

Один шаг итерации заканчивается после проведения коррекции расходов во всех независимых контурах. Затем можно перейти ко второму шагу итерации, повторяя весь процесс, начиная с первого контура. Таким образом, один итерационный шаг в этом методе заключается в последовательном вычислении во всех контурах поправки контурного расхода Δq_k и уточнении значений расходов для участков каждого контура, причем во всех дальнейших операциях используются уже уточненные значения расходов. Итерационный процесс заканчивается после того, как невязки потерь напора во всех контурах будут меньше заданной величины.

Для примера рассмотрим применение этого метода для расчета простейшей двухкольцевой сети, показанной на рис. XIII.3. На рисунке указаны направления расходов во всех участках, номера участков и положительное направление в каждом кольце.

Пусть $q_1^{(0)}$, $q_2^{(0)}$, $q_3^{(0)}$, $q_4^{(0)}$, $q_5^{(0)}$ — значения начальных расходов во всех участках сети (далее везде в этом примере верхний индекс будет обозначать номер итерации, а нижний — номер участка); S_1, S_2, S_3, S_4, S_5 — гидравлические сопротивления соответствующих участков.

Приведем последовательность действий для двух первых итерационных шагов.

Первая итерация. Вычисляются величины Δh_{I} и A_{II} входящие в формулу (XIII.25):

$$\Delta h_{\text{I}} = -S_1 (q_1^{(0)})^2 + S_2 (q_2^{(0)})^2 + S_5 (q_5^{(0)})^2;$$

$$A_{\text{I I}} = 2 (S_1 q_1^{(0)} + S_2 q_2^{(0)} + S_5 q_5^{(0)}).$$

Определяется поправка контурного расхода в первом кольце:

$$\Delta q_{\text{I}} = -\Delta h_{\text{I}} / A_{\text{I I}}.$$

Уточняются расходы в участках, входящих в первое кольцо:

$$q_1^{(1)} = q_1^{(0)} + \delta_{1\text{I}} \Delta q_{\text{I}}; \quad q_2^{(1)} = q_2^{(0)} + \delta_{2\text{I}} \Delta q_{\text{I}}; \quad q_5^{(1)} = q_5^{(0)} + \delta_{5\text{I}} \Delta q_{\text{I}}.$$

Величины δ_{ik} в этих формулах определяются следующим образом:

$$\delta_{ik} = \begin{cases} +1, & \text{если направление расхода в } i\text{-м участке совпадает со знаком} \\ & \text{поправки } \Delta q_k \text{ контурного расхода в } k\text{-м кольце;} \\ -1, & \text{если направление расхода в } i\text{-м участке противоположно} \\ & \text{знаку поправки в } k\text{-м кольце.} \end{cases}$$

Вычисляются величины Δh_{II} и $A_{\text{II II}}$ для второго кольца с использованием полученного значения $q_5^{(1)}$:

$$\Delta h_{\text{II}} = S_3 (q_3^{(0)})^2 - S_4 (q_4^{(0)})^2 - S_5 (q_5^{(1)})^2;$$

$$A_{\text{II II}} = 2 (S_3 q_3^{(0)} + S_4 q_4^{(0)} + S_5 q_5^{(1)}).$$

Определяется поправка контурного расхода во втором кольце:

$$\Delta q_{\text{II}} = -\Delta h_{\text{II}} / A_{\text{II II}}.$$

Уточняются значения расходов для участков, входящих во второе кольцо:

$$q_3^{(1)} = q_3^{(0)} + \delta_{3\,II}\,\Delta q_{II};\quad q_4^{(1)} = q_4^{(0)} + \delta_{4\,II}\,\Delta q_{II};$$

$$\bar{q}_5^{(1)} = q_5^{(1)} + \delta_{5\,II}\,\Delta q_{II}.$$

В последней формуле черта над величиной $\bar{q}_5^{(1)}$ означает, что производится повторное уточнение расхода в пятом участке, так как этот участок является общим для двух колец. Далее при переходе к следующему итерационному шагу эту черту будем опускать, считая, что величина $q_5^{(1)}$ — значение расхода после первой итерации (и, следовательно, скорректированная дважды). На этом первая итерация заканчивается: по заданным значениям начальных расходов $q_i^{(0)}$ определено следующее приближение для них $q_i^{(1)}$ $(i = 1, 2, \ldots, 5.)$

Вторая итерация. В качестве начальных приближений для расходов принимаются величины $q_i^{(1)}$, в остальном процесс аналогичен действиям, произведенным при первой итерации:

$$\Delta h_I = -S_1 (q_1^{(1)})^2 + S_2 (q_2^{(1)})^2 + S_5 (q_5^{(1)})^2;$$

$$A_{I\,I} = 2 (S_1 q_1^{(1)} + S_2 q_2^{(1)} + S_5 q_5^{(1)});$$

$$\Delta q_I = -\frac{\Delta h_I}{A_{I\,I}};$$

$$q_1^{(2)} = q_1^{(1)} + \delta_{1I}\,\Delta q_I;\quad q_2^{(2)} = q_2^{(1)} + \delta_{2I}\,\Delta q_I;$$

$$q_5^{(2)} = q_5^{(1)} + \delta_{5I}\,\Delta q_I;\quad \Delta h_{II} = S_3 (q_3^{(1)})^2 - S_4 (q_4^{(1)})^2 - S_5 (q_5^{(2)})^2;$$

$$A_{II\,II} = 2 (S_3 q_3^{(1)} + S_4 q_4^{(1)} + S_5 q_5^{(2)});$$

$$\Delta q_{II} = -\frac{\Delta h_{II}}{A_{II\,II}};$$

$$q_3^{(2)} = q_3^{(1)} + \delta_{3\,II}\,\Delta q_{II};\quad q_4^{(2)} = q_4^{(1)} + \delta_{4\,II}\,\Delta q_{II};$$

$$q_5^{(2)} = q_5^{(2)} + \delta_{5\,II}\,\Delta q_{II};$$

Метод последовательного внесения поправок во все контуры сети имеет следующие характерные особенности:

1) он обычно сходится быстрее, чем метод Лобачева—Кросса, т. е. для увязки с одной и той же точностью требуется меньше итераций;

2) для одной итерации этим методом требуется столько же операций, сколько и в методе Лобачева—Кросса;

3) при составлении программы для ЭВМ этот метод так же прост в реализации, как и метод Лобачева—Кросса;

4) он сходится и тогда, когда метод Лобачева—Кросса расходится.

Более быстрая сходимость метода последовательного внесения поправок по сравнению с методом Лобачева — Кросса объясняется, в частности, тем, что здесь учитывается косвенное влияние контуров друг на друга на каждом шаге итерации. Это влияние проявляется в том, что при расчете любого k-го контура фактически используются результаты расчетов предыдущих $(k-1)$ контуров.

Из сказанного следует, что метод последовательного внесения поправок может быть с успехом использован вместо метода Лобачева—Кросса не только при счете на ЭВМ, но и при проведении ручных расчетов.

в. Метод внесения поправок в контур с максимальной невязкой. Этот метод часто используется как в программах, реализованных на ЭВМ, так и при ручных расчетах. Суть его заключается в том, что поправка, вычисленная по формуле Лобачева—Кросса для контурного расхода, вносится не во все независимые контуры, а только в тот из них, невязка в котором максимальна. Пусть имеется сеть, состоящая из n независимых контуров. Подсчитаем прежде всего потери напора в каждом контуре и определим невязки в них:

$$\varepsilon_k = \Delta h_k = \sum_j (\pm S_j q_j^2) \quad (k = 1, 2, \ldots, n).$$

Нам нужно добиться, чтобы в результате итерационного процесса невязки потерь напора во всех контурах стали меньше некоторой выбранной малой величины. Выберем среди полученных невязок максимальную. Пусть максимальной окажется невязка в l-м контуре

$$\varepsilon_l = \max_{1 \leqslant k \leqslant n} |\varepsilon_k|.$$

Вычислим теперь поправку контурного расхода в этом контуре по формуле Лобачева—Кросса

$$\Delta q_l = -\Delta h_l / A_{ll},$$

где $A_{ll} = \sum_j S_j q_j$ (суммирование распространяется на все участки, входящие в l-й контур).

Далее корректируется расход в тех участках, которые входях в l-й контур. После этого вновь определяются потери напора в теконтурах, где изменяются расходы в отдельных участках, определяется контур с максимальной невязкой и в участки этого контура вносятся поправки по формуле Лобачева—Кросса. Такой процесс вычислений повторяется до тех пор, пока максимальная невязка, а следовательно, и все остальные невязки станут меньше заданной величины ε : $|\varepsilon_k| < \varepsilon$ ($k = 1, 2, \ldots, n$). Отметим, что при переходе от одного итерационного шага к другому нет необходимости заново вычислять потери напора во всех контурах. Так как поправки вносятся только в расходы участков l-го контура, то потери напора на следующем шаге надо вычислять только в l-м и смежных контурах, имеющих с ним общие участки.

Описанный метод обладает одним важным преимуществом по сравнению с методом Лобачева—Кросса: он обычно сходится и тогда, когда метод Лобачева—Кросса расходится. В то же время скорость сходимости этого метода, по-видимому, меньше, чем у метода последовательного внесения поправок. Это показывают поверочные расчеты на ЭВМ как для модельных, так и для реальных задач, проведенные различными методами. Результаты этих расчетов приведены далее в гл. XIV. Для объективной оценки полученных результатов необходимо провести сравнение трудоемкости этих методов.

Время, затрачиваемое на решение задачи, определяется числом итераций, требуемых для нахождения решения с заданной точностью, и числом арифметических операций, выполняемых на каждой итерации. Одна итерация метода последовательного внесения поправок требует столько же арифметических операций, сколько и итерация метода Лобачева—Кросса. Следовательно, итерации в этих методах по трудоемкости равноценны, общая же сравнительная трудоемкость методов определяется числом итераций. Проведенные расчеты показывают, что число итераций в методе последовательного внесения поправок обычно значительно меньше, чем в методе Лобачева—Кросса. В этом заключается значительное преимущество первого метода по сравнению со вторым.

В методе внесения поправок в контур с максимальной невязкой число арифметических операций на каждом шаге итерации меньше, чем в первых двух методах. Действительно, в них на каждом шаге надо определить потери напора во всех n независимых контурах и величины $\Sigma S_j q_j$ в этих контурах. По методу «в» необходимо вычислять потери напора только в нескольких контурах: в контуре l, в котором на предыдущей итерации была максимальная невязка и во всех участках которого расходы были скорректированы, и в контурах, смежных с этим контуром. Обычно в сетях у каждого элементарного кольца имеется от трех до пяти смежных колец, поэтому, если в качестве независимых контуров взять элементарные кольца, то отношение числа операций на каждой итерации в методе «в» к числу операций в методе «а» или «б» можно грубо оценить величиной $5/n = v$ (здесь n — общее число элементарных колец и принято, что каждое кольцо имеет в среднем четыре смежных кольца).

С другой стороны, в методе «в» требуется большее число итераций, так как на каждой итерации изменения вносятся только в расходы участков одного контура, в то время как в методах «а» и «б» изменения вносятся в расходы всех участков сети.

Отсюда следует, что метод «в» будет предпочтительнее метода «а» или «б» только в случае, если требуемое число итераций в нем будет превышать число итераций в методах «а» или «б» не более чем в v раз.

В этом случае общее число арифметических операций, требуемых для получения решения с заданной точностью, будет в методе «в» не меньше, чем в методах «а» и «б».

Анализ результатов показывает, что наиболее эффективным для рассмотренных примеров оказался метод последовательного внесения поправок — метод «б».

Метод точного решения системы линейных уравнений для поправок контурных расходов на каждом шаге итерации. Уже отмечалось, что любой численный метод увязки сети вследствие нелинейности уравнений, выражающих второй закон Кирхгофа, является по необходимости итерационным. В частности, метод поправок контурных расходов сводит задачу определения расходов во всех участках сети к итерационному процессу, на каждом шаге которого требуется

решать систему линейных уравнений для поправок контурных расходов Δq_k:

$$\left.\begin{aligned} &A_{11}\Delta q_1 + A_{12}\Delta q_2 + \ldots + A_{1n}\Delta q_n = -\Delta h_1;\\ &A_{21}\Delta q_1 + A_{22}\Delta q_2 + \ldots + A_{2n}\Delta q_n = -\Delta h_2;\\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\ &A_{n1}\Delta q_1 + A_{n2}\Delta q_2 + \ldots + A_{nn}\Delta q_n = -\Delta h_n. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XIII.36)}$$

Этот метод является в сущности методом Ньютона, примененным к нелинейным уравнениям, выражающим второй закон Кирхгофа. Известно, что метод Ньютона в том случае, когда он сходится, имеет второй порядок сходимости. Это означает, что, если q^* является точным решением, а $q^{(r)}$ и $q^{(r+1)}$ приближенные значения решения, полученные методом Ньютона соответственно на r-м и $(r+1)$-м итерационных шагах, то

$$|q^{(r+1)} - q^*| < A\,|q^{(r)} - q^*|^2, \qquad \text{(XIII.37)}$$

где A — некоторая константа, определяемая видом той нелинейной системы, которая решается методом Ньютона.

При получении линейной системы (XIII.36) из исходной нелинейной системы, выражающей второй закон Кирхгофа, в методе Ньютона пренебрегают членами вида Δq_i^2, т. е. членами, имеющими второй порядок малости. В этом случае удается получить высокую скорость сходимости, определяемую соотношением (XIII.37). Все предыдущие методы, приведенные в данном параграфе, основываются на формуле Лобачева—Кросса и, следовательно, заменяют точное решение системы (XIII.36) ее приближенным решением путем отбрасывания членов, не стоящих на главной диагонали. При этом не учитывают непосредственного влияния смежных колец друг на друга и пренебрегают уже членами первого порядка малости типа Δq_j для смежных колец. Ясно, что скорость сходимости этих методов будет значительно меньше, чем при использовании метода Ньютона. При решении задач методом Ньютона на каждом итерационном шаге приходится точно решать систему уравнений (XIII.36), что требует больше операций на каждом шаге итерации, чем при использовании формул типа формулы Лобачева—Кросса. Однако при этом итераций потребуется значительно меньше, чем при использовании метода «а», «б» или «в». Если при проведении ручных расчетов решение линейной системы уравнений (XIII.36) является затруднительным и поэтому предпочтение здесь может быть отдано более простым в реализации методам — «б» или «в», то при проведении расчетов на ЭВМ точное решение системы (XIII.36) должно привести к алгоритмам увязки сети, требующим меньших затрат машинного времени. Применение указанного подхода упрощается еще и тем, что система (XIII.36) является «хорошей» с точки зрения вычислительной математики: она имеет симметричную матрицу и все ее собственные значения положительны. Для таких матриц имеется много экономичных программ решения систем линейных уравнений.

ГЛАВА XIV

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЭВМ ДЛЯ УВЯЗКИ ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

§ 53. Различные способы задания информации о конфигурации сети

Первый вопрос, возникающий при необходимости решения на ЭВМ любых задач, связанных с расчетом водопроводной сети, — это вопрос о том, в каком виде удобнее всего задавать для машины информацию о конфигурации сети. Существует много различных способов задания такой информации. Среди них надо выбрать те, которые в наибольшей степени удовлетворяют следующим требованиям:

1) по форме информация должна быть достаточно компактной и не занимать много места в запоминающем устройстве ЭВМ;

2) по содержанию информация должна быть удобной для реализации в программе выбранного алгоритма решения задач;

3) решения различных вариантов задачи или внесение изменения в отдельные участки сети или ее характеристики не должно вести к коренной перестройке всей вводимой информации, т. е. способ задания информации должен быть гибким;

4) информация должна быть достаточно простой и удобной для подготовки ее расчетчиком, использующим программу.

Указанные требования иногда приходят в противоречие друг с другом. В этом случае задача заключается в том, чтобы выбрать в некотором смысле оптимальный способ задания информации для данного класса задач, так как способ, удобный для решения одних задач, может оказаться совершенно неудобным при решении задач другого типа. Например, при определении с помощью ЭВМ начальных расходов в участках сети (после того, как выбраны диаметры труб) удобным способом задания информации является построение «дерева» сети. В то же время для проведения увязки сети нужна информация о независимых контурах — сведения о выбранной системе контуров, об их взаимосвязи, о числе участков в каждом контуре и об участках, входящих в них.

Рассмотрим некоторые известные способы задания информации о конфигурации сети с точки зрения удобства их использования при решении задач на ЭВМ.

Матрица соединений. Одним из самых простых и универсальных способов задания информации о форме сети является матрица соединений A. Строится таблица, число горизонтальных строк которой равно числу узлов в сети, а число столбцов — числу участков сети. Все узлы и участки сети нумеруются произвольным образом с помощью последовательности натуральных чисел. Информация об узле с номером i будет находиться в i-й строке, а информация об участке с номером j — в j-м столбце. Таблица заполняется следующим образом:

$$a_{ij} = \begin{cases} 1, \text{ если } j\text{-й участок выходит из } i\text{-го узла (или входит в него) } (j\text{-й участок инцидентен } i\text{-му узлу);} \\ 0 \text{ в противном случае (если } j\text{-й участок и } i\text{-й узел не инцидентны).} \end{cases}$$

В матрице соединений можно указывать и ориентацию участка. В этом случае записывают $a_{ij} = 1$, если j-й участок входит в i-й узел и $a_{ij} = -1$, если j-й участок выходит из i-го узла. В качестве примера приведем матрицу соединений для схемы простой двухкольцевой сети, изображенной на рис. XIV.1:

№ узла	№ участка						
	1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*
1	—1	0	0	0	0	—1	0
2	1	—1	0	0	0	0	—1
3	0	1	—1	0	0	0	0
4	0	0	1	1	0	0	0
5	0	0	0	—1	1	0	1
6	0	0	0	0	—1	1	0

Хотя матрица соединений заполняется очень просто и в принципе содержит всю информацию о сети, применять ее при счете на ЭВМ нецелесообразно. Во-первых, эта матрица занимает слишком много места для больших сетей. Например, если сеть состоит из 300 узлов и 200 участков, то матрица A будет содержать $300 \cdot 200 = 6 \cdot 10^4$ элементов, причем большинство этих элементов будут нулями, т. е. матрица A редкая. Во-вторых, при решении задачи о гидравлической увязки сети методом поправочных контурных расходов необходимо задать дополнительную информацию о независимых контурах. Эти недостатки делают указанный способ задания информации мало пригодным при счете на ЭВМ.

Информацию о сети, задаваемую в матрице соединений, довольно просто можно записать в матрицу меньших размеров, называемую матрицей вершин. Для каждого участка указывают только номера узлов, которые его ограничивают. Тогда матрица будет иметь всего два столбца, а число ее строк будет равно числу участков сети.

Для рассмотренной двухкольцевой сети матрица вершин будет иметь такой вид:

№ участка	№ ограничивающего узла	
	начального	конечного
1	*1*	*2*
2	*2*	*3*
3	*3*	*4*
4	*5*	*4*
5	*6*	*5*
6	*1*	*6*
7	*2*	*5*

Являясь менее наглядной, чем первая матрица, эта матрица, однако, занимает существенно меньше места в памяти ЭВМ и несет ту же информацию (число ветвей, входящих в каждый узел, наличие тупиковых участков и т. д.), что и первая. Действительно, первый столбец содержит номера узлов, являющихся началом участков, второй — номера конечных узлов. Тем самым матрица вершин определяет направление расхода в каждом участке. Число участков, входящих в каждый узел (или выходящих из

него), определяется числом повторений номера этого узла в первом (втором) столбце матрицы вершин. Тупиковые участки определяются номерами тех узлов, которые встречаются только один раз в одном из столбцов. Порядок перечисления узлов, ограничивающих данный участок, можно использовать, например, для задания направления начальных расходов воды в участках в случае, если начальное значение расходов не считается в ЭВМ, а задается вручную. Например, начальный расход в первом участке направлен от первого узла ко второму.

Матрица соединений удобна для матричной записи системы уравнений и для проведения теоретических оценок, однако при использовании ЭВМ и составлении алгоритмов намного удобнее ее модификация — матрица вершин.

Контурная матрица. В этой матрице содержится информация об участках сети, входящих в каждый независимый контур. Для каждого контура отводится одна строка, а для каждого участка — один столбец матрицы. На пересечении строк и столбцов матрицы B записываются ее элементы b_{kj} следующим образом:

$$b_{kj} = \begin{cases} 0, \text{ если } j\text{-й участок не принадлежит } k\text{-му контуру;} \\ 1, \text{ если } j\text{-й участок принадлежит } k\text{-му контуру и направление расхода по этому участку совпадает с положительным направлением в } k\text{-м контуре (например, по часовой стрелке);} \\ -1, \text{ если } j\text{-й участок принадлежит } k\text{-му контуру и направление расхода по этому участку противоположно положительному направлению в } k\text{-м контуре.} \end{cases}$$

Например, контурная матрица для приведенной на рис. XIV.1 схемы двухкольцевой сети имеет следующий вид (в качестве контуров взяты элементарные кольца *I* и *II*, направления расходов показаны стрелками):

№ контура	№ участка						
	1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*
I	1	0	0	0	—1	—1	1
II	0	1	1	—1	0	0	—1

Достоинства контурной матрицы проявляются при необходимости гидравлической увязки сети, так как с ее помощью можно для каждого контура выбирать входящие в него участки непосредственно из памяти ЭВМ. Правда, и у матрицы B, как и у матрицы соединений, при сети с большим числом участков и узлов большинство элементов будут равны нулю. Эту матрицу можно существенно сократить, указывая для каждого контура номера лишь тех участков, которые в него входят, причем перед номерами участков ставится знак «+» или «—» в зависимости от того, совпадает направление расхода в участке с выбранным положительным направлением обхода

или нет. Число строк в такой матрице будет по-прежнему равно числу независимых контуров, а число столбцов равно максимально возможному числу участков в выбранных контурах. Так, для рассматриваемой двухкольцевой сети (см. рис. XIV.1) в случае когда за независимые контуры *I* и *II* выбираются два элементарных кольца, эту матрицу можно записать следующим образом:

I	*1*	*7*	*—5*	*—6*
II	*2*	*3*	*—4*	*—7*

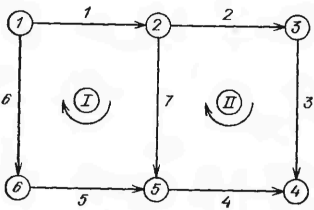


Рис. XIV.1

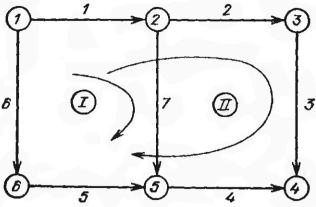


Рис. XIV.2

Та же матрица в случае когда за независимые выбраны контуры показанные на рис. XIV.2, примет следующий вид:

I	*1*	*7*	*—5*	*—6*	*0*	*0*
II	*1*	*2*	*3*	*—4*	*—5*	*—6*

При записи этой матрицы в память машины нули, записанные в конце первой строки, можно опустить, а номера участков следующего контура записывать непосредственно вслед за номером последнего участка предыдущего контура. Правда, в таком случае придется задать дополнительную информацию о числе участков в каждом контуре.

Приведенный способ задания информации о конфигурации сети можно улучшить, если построить, как это делается в большинстве программ, «дерево» сети.

Построение «дерева» сети. Этот метод является одним из наиболее удобных и компактных при применении ЭВМ для решения широкого круга задач расчета гидравлических сетей.

Для построения дерева в данной кольцевой или смешанной сети следует, оставляя все ее узлы, исключить некоторые участки таким образом, чтобы превратить сеть в разветвленную. Напомним, что разветвленной называется сеть без замкнутых циклов, т. е. таких путей, у которых начальный и конечный узлы совпадают. Известно [1, 3, 14], что при построении дерева для кольцевой сети необходимо из каждого цикла исключить один замыкающий участок сети. Число таких отбрасываемых участков равно числу независимых

контуров (или, что то же, числу элементарных колец) в сети. Это число для плоской сети определяется теоремой Эйлера

$$n = p - m + 1,$$

где n — число независимых контуров (или колец); p — число участков; m — число узлов.

Построение дерева позволяет задавать в компактном виде информацию для ЭВМ о конфигурации сети и определять значения начальных расходов в сети, удовлетворяющих первому закону Кирхгофа, по заданным фиксированным отборам в узлах и значениям подач воды водопитателями (это основано на том, что для разветвленной сети такое определение значений начальных расходов выполняется однозначно).

Назовем независимыми линиями сети такие ее участки, удаление которых при данном способе* построения дерева превращает сеть в разветвленную. Все остальные участки сети будем называть зависимыми линиями. Таким образом, удаление выбранных независимых линий в любой кольцевой или смешанной сети превращает ее в разветвленную сеть-дерево, состоящую из зависимых линий.

Перейдем теперь к вопросу о том, как, выбрав дерево, задать о нем информацию в ЭВМ. Прежде всего необходимо пронумеровать все узлы сети, чтобы использовать эти номера при описании различной конфигурации сети (дерева, независимых линий, контуров и и т. п.). Такую нумерацию можно произвести любым способом, однако произвольная несистематическая нумерация приведет к большим трудностям в задании информации для ЭВМ.

Существует удобный способ нумерации узлов сети, который позволяет в компактном виде вводить информацию о сети в ЭВМ [14]. Он реализован в большинстве программ, в которых начальные значения расходов, необходимые для проведения увязки сети при заданных диаметрах всех участков, считаются автоматически. Этот способ заключается в следующем.

Выберем какой-либо узел сети за базисный. Удобнее всего принимать за такой узел тот, в котором расположена одна из головных насосных станций. Построим теперь дерево сети и превратим тем самым кольцевую сеть в разветвленную. Будем двигаться от базисной точки по любой ветви дерева до конечного узла этой ветви. Желательно выбрать для этого одну из наиболее длинных ветвей дерева. Присвоим конечному узлу этой ветви номер *1*. Теперь будем двигаться от этого узла в обратном направлении по выбранной ветви сети и начнем нумеровать все встречающиеся узлы возрастающими номерами натурального ряда чисел по такому правилу. Если очередной узел не является точкой ответвления сети, т. е. узлом, в котором сходятся более чем два участка, либо является точкой ответвления, но все узлы ветвей, начинающихся из этой точки, уже пронумерованы, то ему присваивается номер натурального ряда чисел, следующий за номером последнего пронумерованного узла сети. В

---

* Имеется в виду, что существует много способов построения дерева для одной и той же сети и что выбран один из таких способов.

этом случае естественная возрастающая нумерация узлов на той ветви, по которой мы двигаемся, не нарушается. Если же, очередной узел является точкой ответвления и узлы каких-либо других проходящих через него ветвей не пронумерованы, то мы его пока не нумеруем, а следующий номер натурального ряда присваиваем конечной точке любой из этих ветвей, узлы которой еще не пронумерованы. Затем от этой конечной точки будем двигаться в обратную сторону по ветви, нумеруя встречающиеся узлы по тем же правилам. Таким образом, узел, являющийся точкой ответвления, не получит номера до тех пор, пока не будут пронумерованы узлы всех ветвей, исходящих из него.

Узел, являющийся точкой ответвления (узел ветвления), отличается от других тем, что в нем нарушается естественная нумерация. Очевидно, что при таком способе нумерации мы не пропустим ни один узел и все их пронумеруем, пока не дойдем до базисной точки, являющейся корнем дерева. При этом базисная точка получит наибольший номер, равный числу узлов в сети.

На рис. XIV.3 показан пример нумерации узлов кольцевой сети по приведенным правилам. Все независимые линии сети, которые мы отбрасываем при построении дерева, показаны на рисунке штриховыми линиями, а зависимые линии, образующие дерево, показаны сплошными линиями.

Поясним, как проведена нумерация этой сети. Выберем за базисный узел *B*. Концевой точке самой длинной ветви присвоим номер *1*. Будем двигаться по выбранной ветви по направлению к узлу *B*. Встречающиеся узлы ветви нумеруем возрастающими натуральными числами. Таким образом будут пронумерованы узлы *2*, *3*, *4*, *5*, *6*. К узлу, стоящему на этой ветви за узлом *6*, примыкают еще две ветви — он является узлом ветвления, поэтому его пока не нумеруем, а следующий номер *7* присваиваем концевому узлу первой из этих ветвей. Идя по этой ветви от узла *7* в обратном направлении, последовательно нумеруем узлы *8*, *9*, *10*. Мы опять дошли до узла ветвления, но нумеровать его еще не можем, так как осталась еще одна ветвь, узлы которой пока не пронумерованы. Очередной узел этой ветви — узел *19* — в свою очередь является узлом ветвления, к которому примыкают две ветви. Процесс нумерации узлов начнем с последнего 11-го узла первой из этих ветвей. Нумеруем узлы от *11* до *14* и, дойдя до узла ветвления *19*, опять прерываем нумерацию. Следующий номер *15* присваиваем концевому узлу последней ветви. Двигаясь в обратном направлении по этой ветви, пронумеруем все узлы, в том числе узлы ветвления *19* и *20*, которые теперь можно нумеровать, так как все ветви, выходящие из них, уже пронумерованы. Базисная точка *B* получит максимальный номер *21*.

Чтобы ввести информацию о построенном дереве сети в ЭВМ, необходимо задать таблицу нарушений натурального ряда в нумерации узлов сети и число строк в этой таблице.

Таблица нарушений указывает, сколько раз и перед какими узлами ветвления происходило нарушение естественной возрастающей нумерации узлов из-за того, что узлы некоторых ветвей, выходящих

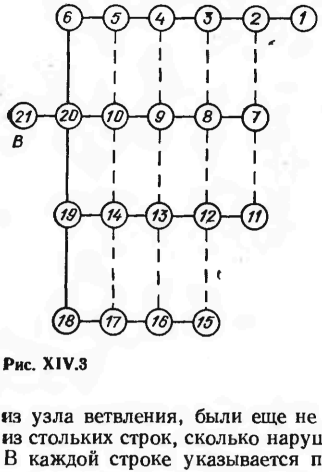


Рис. XIV.3

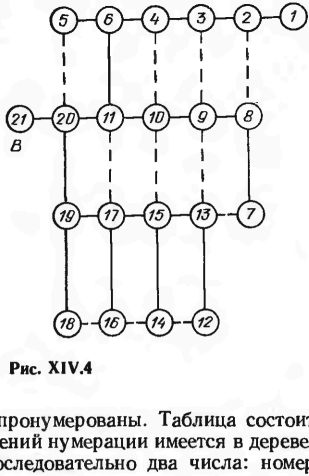


Рис. XIV.4

из узла ветвления, были еще не пронумерованы. Таблица состоит из стольких строк, сколько нарушений нумерации имеется в дереве. В каждой строке указывается последовательно два числа: номер узла, на котором прервалась нумерация натуральными возрастающими числами, и номер узла ветвления, перед которым произошло нарушение.

Приведем таблицу нарушений для сети, показанной на рис. XIV.4 (нумерация узлов дана на рисунке).

4—6
6—11
11—20
13—15
15—17
17—19

} всего шесть нарушений нумерации

Вторыми числами в каждой строке являются номера узлов ветвления. Каждый такой узел из имеющихся в дереве встретится в этой таблице во втором столбце хотя бы один раз. Если же какие-либо номера узлов ветвления встретятся больше одного раза, например l раз, то это будет говорить о том, что к данному узлу примыкает $l + 2$ участка. В качестве примера приведем таблицу нарушений для другого способа построения дерева той же сети (см. рис. XIV.3). Нумерация узлов в этом случае будет уже, конечно, иной:

6—20
10—20
14—19

} всего три нарушения нумерации.

Номер *20* встречается дважды, так как узел с этим номером соединяет четыре участка (*21—20, 6—20, 10—20, 19—20*) и при движении от базисного узла (узла *21*) дерево в этом узле разветвляется на три ветви (*20—6, 20—10, 20—19*).

Строки нарушений располагаются таким образом, чтобы первые числа в каждой строке шли в порядке возрастания. Отметим еще следующую характерную особенность таблицы нарушений. Если каждое из чисел первого столбца увеличить на единицу, то мы получим номера всех концевых точек дерева, кроме узла *1*. Для дерева, приведенного на рис. XIV.4, это будут узлы *5*, *7*, *12*, *14*, *16*, *18*.

Число строк в таблице нарушений в первом случае (рис. XIV.4) будет равно шести, а во втором случае — трем (рис. XIV.3).

Предложенная в работе Л. Ф. Мошнина, Е. М. Гальперина и Е. М. Глазунова [14] такая система нумерации во многих отношениях очень удобна при применении ЭВМ.

Во-первых, при такой нумерации удается очень просто выразить начальные значения расходов во всех участках дерева через фиксированные расходы в узлах и расходы в независимых линиях. Это дает возможность определять удовлетворяющие первому закону Кирхгофа начальные значения расходов во всех участках сети (при заданных диаметрах труб), необходимые для проведения итерационного процесса увязки сети при любом способе решения. Автоматическое определение начальных значений расходов на ЭВМ имеет значительное преимущество перед ручным, так как для сложных сетей определение расходов вручную является трудоемким процессом. Более подробно вопрос об определении этих расходов будет рассмотрен далее.

Во-вторых, такой способ нумерации является универсальным в том смысле, что его можно использовать как в плоских, так и в произвольных пространственных сетях. При этом сохраняется не только простота нумерации, но и все ее преимущества.

В-третьих, после такой нумерации узлов удается в компактном виде задать всю требуемую для ЭВМ информацию о сети. Например, для гидравлической увязки сети в принципе надо иметь информацию о всех независимых контурах, которые будут использованы при удовлетворении второго закона Кирхгофа, и о входящих в них участках. Однако после построения дерева сети вместо всей этой информации для процесса увязки достаточно задать лишь номера узлов, ограничивающих независимые линии и таблицу нарушений нумерации узлов.

В-четвертых, построение дерева сети с использованием приведенной нумерации узлов позволяет более просто организовать в вычислительной машине алгоритм увязки сети. Действительно, после построения дерева расходы во всех зависимых участках разветвленной сети линейно выражаются через расходы в независимых линиях, поэтому нет необходимости вносить поправки, полученные на каждом шаге итерации методом Лобачева—Кросса или любым другим методом, во все линии выбранных независимых контуров. Достаточно внести эти поправки только в независимые линии, а затем с помощью простых линейных соотношений по вновь вычисленным расходам в независимых линиях определить новые расходы во всех линиях дерева.

Применение такого способа увязки в сущности означает, что второй закон Кирхгофа используется здесь в несколько ином, чем

обычно, но эквивалентном ему виде. Вместо требования, чтобы сумма потерь напора по любому замкнутому контуру была равна нулю, используется равносильное условие, чтобы потери напора в любой линии сети были равны разности пьезометрических отметок в узлах, соединяемых этой линией. При таком подходе невязка определяется как

$$\varepsilon_k = \Delta H_k - h_k, \qquad \text{(XIV.1)}$$

где ΔH_k — разность пьезометрических отметок в узлах, ограничивающих k-ю независимую линию, которая замыкает k-й независимый контур после добавления ее к дереву; h_k — потери напора в k-й независимой линии.

В случае, если независимая линия является обычным участком сети,

$$h_k = S_k q_k^2,$$

где S_k и q_k — соответственно гидравлическое сопротивление и расход в этом участке.

Для фиктивных независимых линий, замыкающих фиктивные контуры, которые вводятся для внешней увязки сети, потери напора определяются по специальным формулам, зависящим от того, какие водопитатели соединены фиктивными контурами.

Введение дерева позволяет проводить расчеты по определению надежности сети путем отключения некоторых ее линий. Для этого участки, влияние которых на работу сети надлежит определить, следует принять за независимые при построении дерева. Простейшим способом их исключения является присвоение им настолько больших гидравлических сопротивлений, что расход через них практически становится равным нулю.

Приведенные соображения показывают, что построение дерева сети позволяет задавать ЭВМ информацию о сети в удобном виде, и формировать экономичные алгоритмы для внутренней и внешней гидравлической увязки сети. Правда, описанный способ задания информации является недостаточно гибким, так как эту информацию приходится менять при изменении решаемых задач. При некоторых незначительных изменениях конфигурации сети все построение дерева и нумерацию узлов надо повторять с самого начала. Однако указанные выше достоинства делают способ задания информации о сети с помощью построения дерева и специальной нумерации узлов одним из самых удобных при применении ЭВМ.

§ 54. Определение на ЭВМ начальных значений расходов во всех участках сети при поверочном расчете

При гидравлической увязке сети, когда конфигурация сети и диаметры всех участков считаются известными и требуется определить действительные расходы воды во всех участках, удовлетворяющие как первому, так и второму закону Кирхгофа, необходимо иметь начальные значения расходов. Это связано с тем, что из-за нелинейности уравнений численные методы решения всегда являются итера-

ционными, когда с помощью тех или иных соотношений переходят от одного шага последовательных приближений к другому. Для начала процесса последовательных приближений необходимо знать приближенные, близкие к истинным, начальные значения расходов. Требования, налагаемые на значения этих расходов, могут быть различными в зависимости от того, какие методы применяются для увязки сети. Так, при сведении задачи к минимизации функции многих переменных [5, 10] начальные значения расходов, вообще говоря, могут быть произвольными. Конечно, близость их к истинному распределению будет определять, насколько быстро будет сходиться процесс поиска минимума функции, зависящей от расходов.

В некоторых программах, основанных на минимизации, начальные значения расходов определяются из следующих соображений [10]. На начальном этапе решения расходы на всех участках принимаются равными нулю. Затем на каждом этапе итерационного процесса эти значения уточняются из условия минимизации некоторой функции z, зависящей от расходов. Произвольность задания начального распределения расходов является одним из достоинств способов решения задач, основанных на сведении увязки сети к минимизации функции многих переменных.

Однако другие методы, являющиеся для многих классов задач более удобными, чем методы минимизации, требуют знания начальных значений расходов, удовлетворяющих первому закону Кирхгофа. Для определения таких начальных расходов возможны различные способы.

Интересный способ определения начальных расходов предложен В. Я. Хасилевым [16]. Он основан на линеаризации нелинейных уравнений, описывающих потери напора в независимых контурах. Линеаризация может проводиться как в исходной системе уравнений для расходов, описывающих первый и второй законы Кирхгофа, так и в преобразованной системе, получающейся из предыдущей путем выражения значений расходов во всех участках дерева сети через значения расходов в независимых линиях сети. В обоих случаях задача сводится к решению системы линейных уравнений относительно неизвестных значений расходов. В первом случае порядок линейной системы равен p — числу участков сети. Во втором случае число уравнений равно n — числу независимых контуров. Следует отметить, что хотя при таком способе определения начальных расходов их значения дают лишь грубое приближение к решению исходной нелинейной системы, знаки, задающие направление движения воды в участках, будут совпадать со знаками точного решения нелинейной системы.

В большинстве программ, созданных для расчета совместной работы сети с различными водопитателями и регулирующими емкостями, используется метод поправок контурных расходов. В этом случае начальные расходы во всех участках сети должны удовлетворять уравнениям баланса в узлах (первый закон Кирхгофа). Как уже отмечалось, удобным способом задания информации о сети в этом случае является построение дерева сети и составление таблицы нарушений в нумерации узлов сети. Этот способ был реализован

в программах, созданных во ВНИИ ВОДГЕО. Построение дерева сети и введение специальной нумерации узлов и участков удобно не только компактностью задания информации для ЭВМ, но и главным образом тем, что они позволяют реализовать в машине автоматическое вычисление начальных расходов во всех участках сети, кроме независимых линий (расходы в независимых линиях должны быть заданы). Опишем, как это делается и какую информацию надо для этого задать.

Задача определения начальных расходов, удовлетворяющих первому закону Кирхгофа, в принципе сводится к решению системы линейных уравнений, описывающих баланс расходов во всех узлах сети:

$$\sum_{\in i} q_j = Q_i \quad (i = 1, 2, \ldots, m), \qquad \text{(XIV.2)}$$

где сумма распространяется на все участки, входящие в i-й узел; q_j — расход воды в j-м участке, входящем в i-й узел; Q_i — фиксированный отбор воды в i-м узле.

Напомним, что Q_i считается положительным, если производится отбор воды в i-м узле, и отрицательным, если происходит подача воды в i-й узел. Соответственно расход q_j в участках считается положительным, если вода подходит к узлу, и отрицательным, если вода идет от узла.

Система (XIV.2) содержит p переменных и состоит из $(m - 1)$ уравнений (m — число узлов). Следовательно, эта система линейных уравнений является неопределенной — число неизвестных больше числа уравнений на величину $n = p - m + 1$. Если выбрать n участков сети, то, задавая расходы в этих участках произвольным образом, можно выразить расходы всех остальных участков через заданные n расходов, так как система уравнений после задания расходов будет иметь единственное решение. Выбор этих участков может быть осуществлен различными путями, но обычно используют независимые линии сети. После удаления независимых линий из сети она превращается в дерево — в разветвленную сеть без замкнутых контуров, все узлы которой соединены участками сети. Известно, что для разветвленной сети значения расходов во всех участках можно однозначно определить по значениям узловых отборов и расходам воды, подаваемым водопитателями. Если определить расходы во всех участках дерева таким образом, мы получим значения начальных расходов во всей исходной кольцевой сети, удовлетворяющие первому закону Кирхгофа при условии, что расходы в независимых линиях равны нулю. Полученные таким образом расходы (как это часто и делается) можно взять в качестве первого приближения для итерационного процесса, позволяющего скорректировать их так, чтобы они удовлетворяли и второму закону Кирхгофа. Однако во многих случаях расходы воды в выбранных независимых линиях достаточно велики и если считать их при задании начальных расходов равными нулю, то итерационный процесс будет сходиться довольно медленно. Для ускорения сходимости значения расходов в независимых линиях должны быть заданы на основании каких-

либо предварительных оценок. В этом случае начальное распределение расходов во всех участках дерева, удовлетворяющее первому закону Кирхгофа, может быть найдено с учетом расходов в независимых линиях, что осуществляется с помощью введения в узлах, ограничивающих независимые линии, так называемых эквивалентных узловых расходов [14].

§ 55. Краткий обзор некоторых разработанных программ для ЭВМ

В различных организациях созданы программы, позволяющие решать комплексы вопросов, возникающих при расчете как проектируемых, так и действующих систем водоснабжения, а также при их оперативном управлении. Здесь не ставится задача перечислить все такие программы или хотя бы большинство из них. Выбор рассматриваемых здесь программ имел в некоторой степени субъективный характер, обусловленный наличием хорошего описания программ, доступностью этих материалов и полнотой их изложения.

Авторами учебного пособия была поставлена задача на примере реально существующих программ продемонстрировать область их использования с тем, чтобы позволить читателям ориентироваться в вопросах применения ЭВМ при расчете систем водоснабжения. С этой целью одна из систем программ будет разобрана подробнее.

Ряд программ по расчетам систем водоснабжения для различных ЭВМ был разработан в 1965—1970 гг. во ВНИИ ВОДГЕО [14]. Принцип составления алгоритмов и программ заключается в том, чтобы дать проектировщикам возможность провести на ЭВМ целый ряд расчетных исследований влияния различных элементов системы — насосов, регулирующих емкостей, отдельных участков сети и т. п.— на работу системы в целом. На основе такого многовариантного рассмотрения можно затем осуществить выбор оптимальных проектных решений для разработки новых или расширения существующих систем водоснабжения, а также исследование режимов работы последних. Исходя из этого система программ была реализована так, чтобы позволить пользователям программ оперативно влиять на изменение характеристик элементов и выбор режимов работы подпрограммы.

Существуют две группы программ:

1) программы гидравлического расчета совместной работы водопроводной сети, насосов, регулирующих емкостей и водоводов при различных режимах и заданных диаметрах сети;

2) программы технико-экономического расчета сетей по методу фиктивных расходов. Основная цель расчета водопроводных сетей — выбрать среди всех возможных те, которые удовлетворяют поставленным техническим условиям и являются оптимальными по затратам как на строительство, так и на эксплуатацию. При этом в число технических условий входят такие критерии, как обеспечение заданных напоров, требования надежности и возможность пропуска большего расхода в случае пожара.

Рассматриваемые программы не позволяют найти оптимальные сети непосредственно на ЭВМ, однако с их помощью можно получить достаточное количество информации о различных режимах работы сети в целом и влиянии ее отдельных элементов. Эта информация позволяет проектировщику выбрать из рассмотренных вариантов оптимальные. Кроме того, программы позволяют оценить надежность рассматриваемых водопроводных сетей путем проведения расчетов с отключением отдельных участков (правда, возможность отключения участков должна быть предусмотрена заранее при задании исходных данных для программы).

Исходными данными для гидравлического расчета служат конфигурация сети, диаметры всех участков, число насосных станций и регулирующих емкостей и их характеристики.

Разработанные алгоритмы и программы обладают следующими характерными особенностями.

Перед началом работы основной части программы по заданной информации о сети необходимо построить дерево сети путем исключения независимых линий (такое построение можно проводить различными способами, и поэтому выбор независимых линий возлагается на пользователя программы).

Начальные значения расходов определяются в программе путем использования информации о дереве сети. Совместная работа сети, водопитателей и нефиксированных отборов учитывается путем введения фиктивных линий и соответствующих фиктивных колец.

Поправки в контурные расходы для удовлетворения второго закона Кирхгофа вводятся только в независимые линии (хорды). Расходы во всех остальных ветвях дерева линейно зависят от расхода в независимой линии и могут быть легко определены. При этом поправки на каждом шаге итерационного процесса вносятся не во все независимые линии, а только в ту из них, которая замыкает контур с максимальной невязкой (сама поправка вычисляется по обычной формуле Лобачева—Кросса).

Для задания информации о конфигурации сети используется построение дерева сети и специальная нумерация узлов сети, обладающая следующими достоинствами: она позволяет однозначно определять начальные значения расходов во всех участках дерева сети; является удобной и компактной кодировкой информации о сети; позволяет задавать таким же образом информацию о пространственных сетях; дает удобный способ отключения отдельных линий сети при исследовании ее надежности.

Программы позволяют проводить расчеты совместной работы сети и водопитателей различных типов (насосов, напорно-регулирующих емкостей и станций подкачки) путем введения фиктивных линий, соединяющих все водопитатели с базисной точкой.

На основе анализа различных встречающихся на практике задач при проектировании новых или развитии существующих систем водоснабжения в программах ВНИИ ВОДГЕО были предусмотрены четыре типичные схемы, использование которых позволяет проводить исследования влияния различных частей системы водоснабжения на работу системы в целом. Назовем основные данные [14],

которые получаются в результате работы программы: расходы и потери напора во всех линиях сети, значения расходов воды, поступающих от водопитателей, значения нефиксированных отборов воды из сети, пьезометрические отметки во всех узлах сети.

Схема I. По заданным условиям работы водопитателей, которые характеризуются напором или $Q—H$ характеристикой, определяются основные данные. Кроме того, определяются узлы, в которых найденные расчетом пьезометрические отметки меньше требуемых, и значение недостающего напора. Допускается проводить серию расчетов по этой схеме, изменяя от одного расчета к другому пьезометрическую отметку одного из водопитателей на заданную величину ΔH. Проведение расчетов по этой схеме позволяет определить требуемый напор в заданном водопитателе с учетом ограничений в диктующей точке.

Схемы II и III предназначены для определения напоров на некоторых из насосных станций и определения отметок уровня воды в резервуарах, при которых фактические пьезометрические отметки в диктующих точках сети оказываются равными заданным. Диктующие точки сети определяются в программе автоматически. Имеется возможность проводить серии расчетов по этим схемам, изменяя от одного расчета к другому отбор воды в одной из точек сети на заданную величину ΔQ. В результате работы программы определяются основные данные, диктующие узлы и требуемые напоры у водопитателей.

Схема IV предусматривает проведение серии расчетов, на основе анализа результатов которых выбираются параметры водопитателей (характеристики насосов и отметки уровней воды в резервуарах и башнях).

Ряд программ был создан в 60-х годах в Сибирском энергетическом институте СО АН СССР под руководством В. Я. Хасилева. Хотя эти работы были посвящены в основном рассмотрению систем теплоэ газоснабжения, в них были рассмотрены важные методические вопросы, общие для всей теории гидравлических сетей, в том числе и для водопроводных сетей. В частности, было проведено сравнение различных методов решения задачи о потокораспределении в сложных кольцевых сетях.

Сравнение проводилось как путем теоретических оценок, так и путем проведения численных экспериментов на ЭВМ по программам, реализующим различные методы. Сравнивались различные увязочные методы: метод одновременного внесения поправок во все кольца сети (метод Лобачева—Кросса); метод последовательного внесения поправок в кольца сети (аналог метода Зейделя); точное решение системы линейных уравнений для поправок контурных расходов на каждом шаге метода Ньютона (этот вопрос уже рассматривался в предыдущей главе).

Было установлено, что два последних метода обеспечивают устойчивую сходимость как для плоских, так и для пространственных сетей и что наиболее быструю сходимость процесса увязки можно получить путем точного решения системы линейных уравнений для поправок контурных расходов на каждом шаге метода Ньютона

Был составлен также ряд программ для выяснения возможностей методов, основанных на минимизации функционалов и в общем случае на применении методов нелинейного программирования. Такой подход имеет преимущество при решении технико-экономических задач. Однако, как показали расчеты, при решении гидравлических задач предпочтение следует отдать упомянутым выше методам, в основу которых положен метод определения поправок контурных расходов. Все эти работы имели большое значение как для создания эффективных методов расчета гидравлических сетей, так и для решения ряда важных технических задач [12, 16].

В разное время был создан ряд программ, основанных на численном решении экстремальных задач, описывающих потокораспределение в гидравлических сетях.

Б. Н. Пшеничным [15] были разработаны методы применения экстремальных задач потокораспределения в гидравлических сетях. В составленных программах используется ряд специальных приемов, позволяющих уменьшить время счета. При решении экстремальной задачи используется метод покоординатного спуска.

Ряд программ создал Н. У. Койда с сотрудниками. В этих программах реализованы вариационные методы для гидравлического расчета сетей: первый метод, при котором минимизируется некоторая функция, зависящая от напоров в узлах, и второй, при котором минимизируется некоторая функция расходов на участках в предположении, что балансы расходов в узлах выполняются [5, 8]. Для минимизации функции многих переменных использовался метод покоординатного спуска. Следует отметить, что число переменных в задачах такого типа оказывается довольно большим и для гидравлической увязки сети эти программы оказываются, как правило, менее эффективными, чем программы, реализующие метод контурных расходов. Напротив, для задач технико-экономического расчета программы такого типа могут быть весьма эффективными.

Был разработан также комплект учебных программ для ЭВМ «Наири» и для средних ЭВМ на языке Фортран. Эти программы позволяют увязать гидравлическую сеть (водопроводную, тепловую или газовую) методом В. Г. Лобачева; рассчитать совместную работу насосов, скважин, свободных струй, резервуаров и сети; выбрать трассу разветвленного трубопровода по заданной кольцевой сети с одной или несколькими точками питания; провести технико-экономический расчет сети при заданном распределении потока [8, 10].

В Киевпроекте Л. А. Кириевским в 1973 г. была разработана программа расчета водопроводных сетей, позволяющая: проводить увязку сети; проводить расчет водопроводной сети с подбором диаметров труб на всех или некоторых участках так, чтобы обеспечить минимальное значение пьезометрической отметки в узле и сделать это в некотором смысле оптимально.

В последние годы потребности практики и прежде всего необходимость автоматизации проектирования водопроводных сетей и оптимального управления их функционированием привели к необходимости дальнейшего усложнения как инженерных постановок задач, так и их математической и алгоритмической реализации. Соз-

даются программы, которые позволяют решать задачи оптимизации режима работы насосных станций, станций подкачки и всей сети в целом, оптимального выбора насосного оборудования и других агрегатов, а также диаметров всей сети. Математической основой решения этих сложных вопросов об оптимизации проектирования систем водоснабжения и определении оптимальных режимов работы существующих систем является аппарат математического (в частном случае линейного) и динамического программирования. Методы математического программирования разрабатываются для нахождения минимума (или максимума) функции многих переменных при условии, что на эти переменные накладываются линейные или нелинейные ограничения как в виде неравенств, так и в виде равенств. Этот аппарат наряду с более простым подходом вариантного проектирования позволяет решать широкий комплекс задач оптимизации с учетом ограничений технического, инженерного и экономического характера.

Обсуждение этих вопросов, постановка задач проектирования и оперативного управления сетями водоснабжения и газоснабжения, необходимый математический аппарат и алгоритмы расчета, оформленные в виде пакета прикладных программ для ЕС ЭВМ, приведены в монографии [9].

Следует отметить, что задачи создания усовершенствованных программ для гидравлического и технико-экономического расчета сетей, для систем автоматизированного проектирования и систем автоматизированного управления находятся в стадии разработки. Решение этих задач потребует значительных совместных усилий пециалистов по водоснабжению и технической кибернетике.

§ 56. Примеры увязки сети на ЭВМ

Приведенные здесь примеры были решены с помощью программы гидравлической увязки сети, составленной на языке Фортран для ЕС ЭВМ. Программа предназначена для учебных и методических расчетов, проводимых студентами факультета ВИК МИСИ в курсовых и дипломных проектах.

Описание программы. Программа позволяет рассчитывать произвольную сеть с любым числом насосных станций и напорно-регулирующих емкостей. Для этого система независимых контуров сети дополняется фиктивными контурами. Вводится фиктивный узел, соединяемый фиктивными участками со всеми водопитателями. Фиктивные контуры образуются из фиктивных участков сети и из участков заданной сети. Это позволяет осуществлять одновременно увязку всей сети.

Исходные данные для программы:

1) p — число всех участков сети;

2) n — число независимых контуров (в их число включаются и фиктивные контуры);

3) $IDK = \{k1, k2, \ldots, kn\}$ — массив, определяющий число участков в каждом независимом контуре (KI— число участков, входящих в i-й независимый контур, $i = 1, 2, \ldots, n$);

4) IAK — массив, в котором перечисляются номера всех участков, составляющих каждый независимый контур; со знаком плюс указываются номера участков контура, первоначальное направление потока в которых совпадает с принятым направлением контурного расхода (во всех контурах положительным считается направление по часовой стрелке); со знаком минус указываются номера участков при несовпадении направлений потоков; структуру массива IAK можно представить в следующем виде:

$$IAK=\{\underbrace{N_{11}, N_{12}, \ldots, N_{1dk_1}}_{\text{номера участков, входящих в 1-й контур}}; \underbrace{N_{21}, N_{22}, \ldots, N_{2dk_2}}_{\text{номера участков, входящих во 2-й контур}}, \ldots, \underbrace{N_{n1}, N_{n2}, \ldots, N_{ndk_n}}_{\text{номера участков, входящих в n-й контур}}\};$$

5) Iz — число, характеризующее длину массива IAK; оно равно сумме всех элементов массива IDK;

6) $S = \{S_1, S_2, \ldots, S_p\}$ — массив, характеризующий гидравлические сопротивления каждого участка;

7) $q0 = \{q0_1, q0_2, \ldots, q0_p\}$ — массив, характеризующий значения начальных расходов на всех участках сети (эти расходы должны удовлетворять первому закону Кирхгофа); в исходных данных этот массив можно и не задавать; в этом случае расчет начальных расходов будет произведен программой автоматически по заданным фиксированным отборам в узлах сети; для этого необходимо дополнительно задать: m — общее число узлов в сети; $Q = \{Q_1, Q_2, \ldots, Q_m\}$ — массив фиксированных отборов во всех узлах сети.

О водопитателях и нефиксированных отборах задается следующая информация:

8) NC — число насосных станций;

9) NB — число нефиксированных отборов;

10) NFK — число фиктивных контуров;

11) Q—H — характеристики всех насосов;

12) пьезометрические отметки всех башен.

Кроме всей перечисленной информации задаются некоторые параметры, управляющие режимом работы программы:

13) ε — необходимая точность увязки; вычисления прекращаются тогда, когда невязка потерь напора по всем независимым контурам становится меньше ε;

14) N — параметр, характеризующий способ внесения поправок к контурным расходам: $N = 1$ — по методу Лобачева—Кросса поправки к контурным расходам вносятся одновременно на всех участках; $N = 2$ — метод последовательного внесения поправок, полученных по формулам Лобачева—Кросса (аналог метода Зейделя для решения систем линейных уравнений); $N = 3$ — поправка, полученная по формуле Лобачева—Кросса, вносится только в контур с максимальной невязкой; $N = 4$ — система линейных уравнений для поправок контурных расходов на каждом шаге итерационного метода Ньютона решается точно; все эти способы были подробно описаны в § 52.

После окончания работы программы печатаются следующие результаты:

1) искомые расходы на всех участках сети, удовлетворяющие второму закону Кирхгофа;

2) значения напоров в узлах сети;

3) количество воды, подаваемое в сеть насосными станциями и подаваемое (или отбираемое) напорно-регулирующими емкостями;

4) окончательные значения невязок потерь напора по независимым контурам;

5) число итераций, которое потребовалось для увязки сети с заданной точностью.

Примеры решения модельных задач. Вопросы сходимости метода Лобачева—Кросса и различных модификаций этого метода уже были рассмотрены в § 52. Было показано, что этот метод может расходиться в случае, если какой-либо участок сети является общим более чем для двух независимых контуров и величина Sq на этом участке сравнительно велика. Указывалось, что сходимость метода и скорость сходимости зависят от выбора системы независимых контуров, от значений гидравлических сопротивлений участков и от начальных расходов в них. Там же были описаны методы, которые для рассматриваемых задач всегда сходятся и требуют для увязки сети меньшего числа итераций.

Здесь будут рассмотрены результаты некоторых методических расчетов, целью которых являлись сравнение сходимости различных методов гидравлической увязки сети, а также анализ влияния выбора системы независимых контуров и гидравлических сопротивлений участков на сходимость используемого метода. В качестве расчетных примеров были взяты две простые сети: двухкольцевая сеть, состоящая из семи участков (см. рис. XIV.1), и трехкольцевая сеть (рис. XIV.5).

Рассмотрим двухкольцевую сеть. Гидравлические сопротивления участков этой сети и начальное распределение расходов по участкам, удовлетворяющее первому закону Кирхгофа, приведены в табл. XIV.1.

Для этой сети возможны три варианта выбора системы независимых контуров, два из которых мы рассматриваем. Вопрос выбора этих контуров является важным, так как участки, общие для двух или более независимых контуров, могут оказать влияние как на скорость сходимости метода, так и на его сходимость вообще. Для иллюстрации этого на ЭВМ была проведена серия расчетов. Гидравлическое сопротивление на седьмом участке S_7, общем для обоих независимых контуров (колец), изменялось следующим образом: 1, 10, 10^2, 10^3, 10^4, 10^5, 10^6. Легко записать матрицы линейных систем для поправок контурных расходов при системах независимых контуров, изображенных на рис. XIV.1 и XIV.2:

$$A_1 = \begin{Vmatrix} 2(S_1 q_1 + S_5 q_5 + S_6 q_6 + S_7 q_7) & 2S_7 q_7 \\ 2S_7 q_7 & 2(S_2 q_2 + S_3 q_3 + S_4 q_4 + S_7 q_7) \end{Vmatrix};$$

$$A_2 = \begin{Vmatrix} 2(S_1 q_1 + S_5 q_5 + S_6 q_6 + S_7 q_7) & 2(S_1 q_1 + S_5 q_5 + S_6 q_6) \\ 2(S_1 q_1 + S_5 q_5 + S_6 S_6) & 2(S_1 q_1 + S_2 q_2 + S_3 q_3 + S_4 q_4 + S_5 q_5 + S_6 q_6 \end{Vmatrix}.$$

Таблица XIV.1

№ участка	S_1	$q_i^{(0)}$	№ участка	S_1	$q_i^{(0)}$
1	1	1	*5*	1	1
2	1	1	*6*	1	1
3	1	0	*7*	1	0
4	1	1			

Из матриц видно, что при больших величинах S_7 (по сравнению с сопротивлениями других участков) скорость сходимости в первом случае будет меньше, чем во втором, так как первый и второй члены в каждой строке матрицы A_1 будут почти равны.

Для всех модельных примеров увязка проводилась тремя различными методами «а», «б» и «в», подробно рассмотренными в § 52. Зависимость числа итераций при увязке двухкольцевой сети от гидравлического сопротивления S_7 на участке, общем для обоих элементарных контуров (см. рис. XIV.1), показана в табл. XIV.2. Для сравнения в этой же таблице показано число итераций при увязке той же сети с другим вариантом системы независимых контуров (см. рис. XIV.2). Вычисления проводились до тех пор, пока максимальная невязка не становится меньше 10^{-6}.

Анализ результатов счета показывает, что в случае выбора системы элементарных колец при всех трех методах число итераций растет с увеличением сопротивления общего участка 7. Это объясняется тем, что здесь величина S_7 входит как в член, стоящий на главной диагонали, так и в другой элемент этой же строки матрицы A_1. Поэтому с ростом S_7 диагональное преобладание матрицы A_1 становится все менее выраженным. В матрице же A_2 (соответствующей второму варианту контуров) величина S_7 входит только в члены, стоящие на главной диагонали, и поэтому с ростом S_7 диагональное преобладание матрицы A_2 становится все более выраженным, что ускоряет сходимость метода Лобачева—Кросса с ростом S_7. Следует отметить, что число итераций при увязке сети методом Ло-

Таблица XIV.2

S_7	Число итераций при системе независимых контуров					
	по рис. XIV.1			по рис. XIV.2		
	в используемом методе увязки					
	а	б	в	а	б	
1	7	5	8	53	26	51
10	15	8	15	37	17	38
10^2	39	21	40	20	11	19
10^3	131	64	115	14	9	17
10^4	423	196	327	13	9	15
10^5	1343	615	927	12	10	15
10^6	4254	1936	2622	13	11	15

бачева—Кросса (методом «а») обычно оказывается больше, чем при расчетах другими приведенными методами.

Второй сетью, просчитанной по той же программе, является трехкольцевая сеть, изображенная на рис. XIV.5. Гидравлические сопротивления участков сети и начальное распределение расходов по участкам приведены в табл. XIV.3. Расчет этой сети методом Лобачева—Кросса был приведен Карло Као. Было установлено, что для некоторых вариантов систем независимых контуров метод сходится очень медленно, а для иных он совсем расходится. В програф-

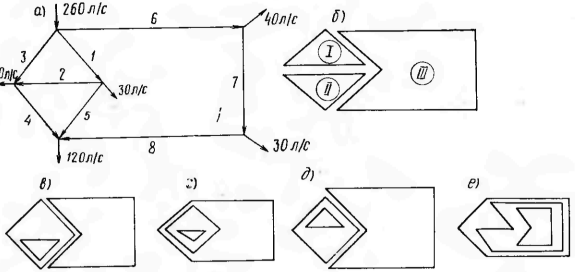


Рис. XIV.5

ке табл. XIV.4 указано число итераций при увязке этой сети всеми тремя методами («а», «б» и «в»), а в боковике указан вариант выбранной системы независимых контуров. Интересно отметить, что при увязке сети по варианту системы независимых контуров, приведенному на рис. XIV.5, *е*, метод Лобачева—Кросса расходится, однако оба других метода увязки дали довольно быструю сходимость.

Число итераций растет для вариантов, характеризуемых наличием общих участков для всех трех независимых контуров, однако, как и для двухкольцевой сети, методы «б» и «в» дают более быструю сходимость.

В заключение приведем пример расчета более сложной сети, состоящей из 15 колец с одной насосной станцией и одним контррезервуаром (рис. XIV.6). Ручная увязка этой сети была проведена в гл. VIII методом Андрияшева. Расчеты были проведены для трех характерных случаев: наибольшего транзита, наибольшего водопотребления и тушения пожара. При решении задачи система независимых контуров сети (на рис. XIV.6 номера контуров сети записаны римскими цифрами) дополняется фиктивным контуром, который образуется следующим образом: вводится фиктивный узел *О*, соединяемый фиктивными участками с насосной станцией (участок *О—НС*) и башней (участок *О—Б*). Контур, образуемый фиктивными участками *О—НС*, *О—Б* и участками сети *2*, *6*, *13*, *15*, *32*, *34*, *36*, *37*, *38*, *39*, является фиктивным.

Таблица XIV.3

№ участка	S_i	$q_i^{(0)}$	№ участка	S_i	$q_i^{(0)}$
1	$0{,}2934 \cdot 10^{-3}$	120	*5*	$0{,}741 \cdot 10^{-3}$	70
2	$0{,}5558 \cdot 10^{-3}$	20	*6*	$0{,}1354 \cdot 10^{-3}$	90
3	$0{,}4628 \cdot 10^{-2}$	50	*7*	$0{,}1467 \cdot 10^{-3}$	50
4	$0{,}1111 \cdot 10^{-2}$	30	*8*	$0{,}10115 \cdot 10^{-2}$	20

Гидравлические характеристики насоса и башни были следующими: напор, создаваемый насосом при закрытой задвижке, $H_0 = 90{,}8$ м; гидравлическое сопротивление насоса $S_н = 0{,}562 \cdot 10^{-4}$; напор в башне $H_б = 45$ м.

Таблица XIV.4

Вариант системы независимых контуров	Число итераций при использовании метода увязки		
	а	б	в
Рис. XIV.5,*б*	23	14	35
Рис. XIV.5,*в*	60	14	34
Рис. XIV.5,*г*	384	33	88
Рис. XIV.5,*д*	569	46	107
Рис. XIV.5,*е*	Метод расходится	29	79

По известным значениям этих величин, фиксированным отборам во всех узлах и заданным гидравлическим сопротивлениям всех ветвей (соответствующие величины приведены в гл. VIII) были получены истинные расходы во всех участках сети, подача насоса $Q_н$, подача (или отбор) башни $Q_б$ и значения напоров во всех узлах сети. Значения расходов во всех участках приведены в табл. XIV.5 для случая наибольшего транзита. Окончательное направление движения воды совпадает с тем направлением, которое было получено в гл. VIII. Для всех случаев (наибольший транзит, наибольшее водопотребление и тушение пожара) расчеты проводились тремя мето-

Таблица XIV.5

№ участка	Q, л/с	№ участка	Q, л/с	№ участка	Q, л/с	№ участка	Q, л/с
1	221,081	*11*	83,356	*21*	42,000	*31*	1,044
2	221,161	*12*	9,213	*22*	7,816	*32*	14,063
3	98,941	*13*	93,126	*23*	49,250	*33*	33,095
4	98,281	*14*	62,242	*24*	26,225	*34*	16,059
5	111,708	*15*	33,707	*25*	8,725	*35*	23,774
6	100,712	*16*	42,218	*26*	26,983	*36*	25,334
7	70,266	*17*	12,841	*27*	6,341	*37*	62,442
8	30,425	*18*	43,560	*28*	26,433	*38*	62,442
9	66,808	*19*	13,124	*29*	5,892	*39*	442,242
10	19,252	*20*	42,125	*30*	34,803	*40*	6,559

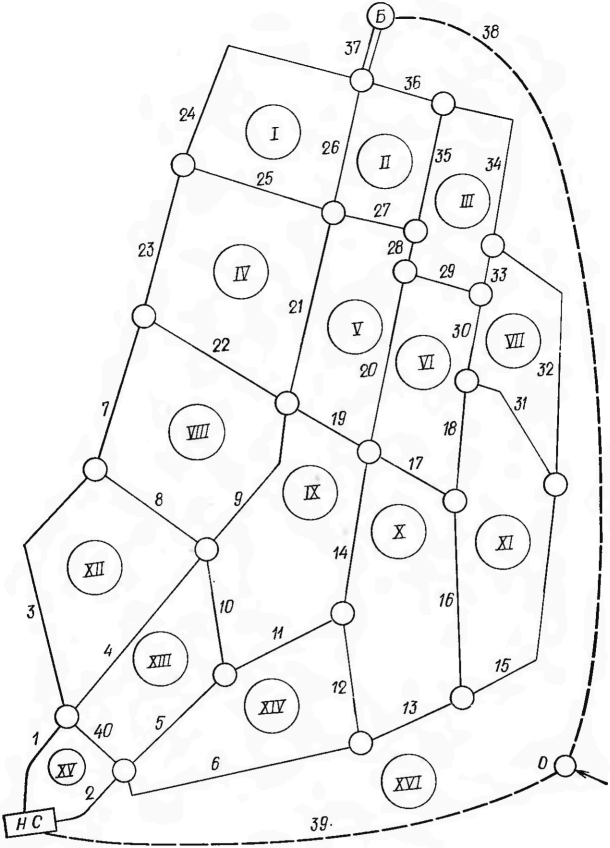

Б
НС
I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII
IX
X
XI
XII
XIII
XIV
XV
XVI
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40

Рис. XIV.6

Таблица XIV.6

Случай	Число итераций при использовании метода увязки		
	а	б	в
Наибольший транзит	149	75	980
Наибольшее водопотребление	80	42	503
Тушение пожара	48	30	236

дами. В табл. XIV.6 приведено число итераций, необходимых для увязки с $\varepsilon = 10^{-6}$.

Для этой же сети была проведена серия расчетов с целью выявления зависимости числа итераций от требуемой точности увязки. Результаты этих расчетов приведены в табл. XIV.7. Данные таблицы показывают, что небольшое увеличение числа итераций позволяет существенно увеличить точность счета. Так, если увеличить точность увязки с $\varepsilon = 10^{-3}$ до $\varepsilon = 10^{-6}$, число итераций возрастет всего лишь в 2 раза.

Таблица XIV.7

Метод увязки	Число итераций при точности расчета ε					
	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
а	28	40	54	66	80	93
б	16	23	29	36	42	49
в	141	230	319	409	503	595

Таблица 1

Условный проход, мм	Предельные экономические расходы, л/с, для металлических труб					
	стальных при значениях экономического фактора $Э_с$			чугунных при значениях экономического фактора $Э_ч$		
	0,5	0,75	1	0,5	0,75	1
50	3,6	3,1	2,9	2,2	1,9	1,8
60	3,6—4,7	3,1—4,1	2,9—3,8	—	—	—
75	4,7—6,6	4,1—5,8	3,8—5,2	—	—	—
80	6,6—9,3	5,8—8,1	5,2—7,3	2,2—5,1	1,9—4,4	1,8—4
100	9,3—13,4	8,1—11,7	7,3—10,6	5,1—8,4	4,4—7,3	4—6,6
125	13,4—19	11,7—16,6	10,6—15,1	8,4—13,3	7,3—11,6	6,6—10,6
150	19—25	16,6—21,8	15,1—19,8	13,3—22,5	11,6—19,6	10,6—17,8
175	25—33,4	21,8—29,2	19,8—26,5	—	—	—
200	33,4—53	29,2—46	26,5—42	22,5—40,7	19,6—35,5	17,8—32,3
250	53—82	46—71	42—65	40,7—65,3	35,5—57	32,3—51,8
300	82—118	71—103	65—93	65,3—95,9	57—83,8	51,8—76
350	118—161	103—140	93—128	95,9—132	83,8—116	76—105
400	161—211	140—184	128—167	132—175	116—153	105—139
450	211—268	184—234	167—213	175—225	153—197	139—179
500	268—360	234—315	213—286	225—312	197—273	179—248
600	360—507	315—443	286—402	312—460	273—402	248—365
700	507—676	443—591	402—537	460—641	402—560	365—509
800	676—888	591—776	537—705	641—858	560—749	509—681
900	888—1130	776—987	705—896	858—1100	749—970	681—880
1000	1130—1528	987—1335	897—1213	1100—1532	970—1338	880—1216
1200	1528—2197	1335—1919	1213—1744	1532	1338	1216
1400	2197—2810	1919—2455	1744—2231	—	—	—
1500	2810—3248	2455—2838	2231—2578	—	—	—
1600	3248	2838	2578	—	—	—

Таблица 2

Условный проход, мм	Предельные экономические расходы, л/с, для неметаллических труб					
	асбестоцементных при значениях экономического фактора $Э_а$			пластмассовых при значениях экономического фактора $Э_п$		
	0,5	0,75	1	0,5	0,75	1
50	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
60	—	—	—	1,2—1,8	1,1—1,6	1,0—1,4
75	1,6—3,8	1,4—3,3	1,3—3	—	—	—
80	—	—	—	1,8—3	1,6—2,6	1,4—2,4
100	3,8—6,7	3,3—5,9	3—5,3	3—5,1	2,6—4,4	2,4—4
125	6,7—10,2	5,9—8,9	5,3—8,1	5,1—8,1	4,4—7	4—6,4
150	10,2—17,4	8,9—15,2	8,1—13,8	8,1—15,1	7—13,2	6,4—12
200	17,4—32,4	15,2—28,3	13,8—25,7	15,1—35,7	13,2—31,1	12—28,3
250	32,4—52,3	28,3—45,7	25,7—41,5	35,7—57,1	31,1—49,9	28,3—45,3
300	52,3—75,9	45,7—66,3	41,5—60,2	57,1	49,9	45,3
350	75,9—106	66,3—92,7	60,2—84,2	—	—	—
400	106—160	92,7—140	84,2—127	—	—	—
500	160	140	127	—	—	—

Таблица 1

Условный проход, мм	Расчетные значения удельных сопротивлений s_0 при $v>1{,}2$ м/с (q, м³/с), водопроводных труб		Условный проход, мм	Расчетные значения удельных сопротивлений s_0 при $v>1{,}2$ м/с (q, м³/с), водопроводных труб	
	стальных	чугунных		стальных	чугунных
50	3686	11540	400	0,1859	0,2189
60	2292	—	450	0,09928	0,1186
75	929,4	—	500	0,05784	0,06778
80	454,3	953,4	600	0,02262	0,02596
100	172,9	311,7	700	0,01098	0,01154
125	76,36	96,72	800	0,005514	0,005669
150	30,65	37,11	900	0,002962	0,003074
175	20,79	—	1000	0,001699	0,00175
200	6,959	8,092	1200	0,0006543	0,0006625
250	2,187	2,528	1400	0,0002916	—
300	0,8466	0,9485	1500	0,0002023	—
350	0,3731	0,4365	1600	0,0001437	—

Таблица 2

Условный проход, мм	Расчетные значения удельных сопротивлений s_0 при $v=1$ м/с (q, м³/с) асбестоцементных труб класса		
	ВТ6, ВТ9	ВТ12	ВТ6
50	6851	—	—
75	835,3	—	—
100	187,7	—	—
125	76,08	—	—
150	31,55	39,54	—
200	6,898	8,632	—
250	2,227	2,605	—
300	0,914	1,083	—
350	0,4342	0,5115	—
400	0,2171	0,2579	—
500	0,07138	0,08489	—
600	—	—	0,02123
700	—	—	0,009536
800	—	—	0,00477
900	—	—	0,002588
1000	—	—	0,001498

Таблица 3

Наружный диаметр, мм	Тип труб	Расчетные значения удельных сопротивлений s_0 при $v=1$ м/с (q, м³/с) пластмассовых труб	Наружный диаметр, мм	Тип труб	Расчетные значения удельных сопротивлений s_0 при $v=1$ м/с (q, м³/с) пластмассовых труб
16	Т	12120000	32	Т	204800
20		2695000	40		65350
25		757600	50		20230

Продолжение табл. 3

Наружный диаметр, мм	Тип труб	Расчетные значения удельных сопротивлений s_0 при $v=1$ м/с (q, м³/с) пластмассовых труб	Наружный диаметр, мм	Тип труб	Расчетные значения удельных сопротивлений s_0 при $v=1$ м/с (q, м³/с) пластмассовых труб
63	Т	6051	225	С	5,069
75		2431			
90		926,9			
110		323,9	280	СЛ	1,308
140		92,47	315		0,7082
160		45,91			

Таблица 4

Значения поправочных коэффициентов δ к расчетным значениям s_0 для стальных и чугунных труб

v, м/с	δ	v, м/с	δ	v, м/с	δ	v, м/с	δ
0,2	1 41	0,45	1,75	0,7	1,085	1	1,03
0,25	1,33	0,5	1,15	0,75	1,07	1,1	1,015
0,3	1,28	0,55	1,13	0,8	1,06	1,2	1
0,35	1,24	0,6	1,115	0,85	1,05		
0,4	1,2	0,65	1,1	0,9	1,04		

Таблица 5

Значения поправочных коэффициентов δ к расчетным значениям s_0 для асбестоцементных труб

v, м/с	δ	v, м/с	δ
0,2	1,308	2,1	0,905
0,25	1,257	2,2	0,9
0,3	1,217	2,3	0,895
0,35	1,185	2,4	0,891
0,4	1,158	2,5	0,887
0,45	1,135	2,6	0,883
0,5	1,115	2,7	0,88
0,55	1,098	2,8	0,876
0,6	1,082	2,9	0,873
0,65	1,069	3	0,87
0,7	1,056	3,2	0,864
0,75	1,045	3,4	0,859
0,8	1,034	3,6	0,855
0,85	1,025	3,8	0,85
0,9	1,016	4	0,846
1	1	4,2	0,843
1,1	0,986	4,4	0,84
1,2	0,974	4,6	0,836
1,3	0,963	4,8	0,834
1,4	0,953	5	0,831
1,5	0,944	5,5	0,825
1,6	0,936	6,0	0,82
1,7	0,928	6,5	0,815
1,8	0,922	7	0,811
1,9	0,916	7,5	0,808
2	0,91	7,8	0,806

Таблица 6

Значения поправочных коэффициентов δ к расчетным значениям s_0 для пластмассовых труб

v, м/с	δ	v, м/с	δ	v, м/с	δ
0,2	1,439	0,8	1,052	1,9	0,865
0,25	1,368	0,85	1,043	2	0,855
0,3	1,313	0,9	1,024	2,1	0,846
0,35	1,268	1	1	2,2	0,837
0,4	1,23	1,1	0,981	2,3	0,828
0,45	1,198	1,2	0,96	2,4	0,821
0,5	1,17	1,3	0,943	2,5	0,813
0,55	1,145	1,4	0,926	2,6	0,806
0,6	1,123	1,5	0,912	2,7	0,799
0,65	1,102	1,6	0,899	2,8	0,792
0,7	1,084	1,7	0,887	2,9	0,786
0,75	1,067	1,8	0,876	3	0,78

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Абрамов Н. Н.** Водоснабжение. 3-е изд., перераб. и доп. М., Стройиздат, 1982.

2. **Абрамов Н. Н., Поспелова М. М.** Расчет водопроводных сетей. 2-е изд., перераб. и доп. М., Госстройиздат, 1962.

3. **Абрамов Н. Н.** Теория и методика расчета систем подачи и распределения воды. М., Стройиздат, 1972.

4. **Андрияшев М. М.** Гидравлические расчеты водоводов и водопроводных сетей. М., Стройиздат, 1964.

5. **Вариационные** методы гидравлического расчета трубопроводов/Н. У. Койда, Т. П. Ильина, Е. Я. Казимиров, А. М. Щербо. Минск, Высш. школа, 1968.

6. **Вербицкий А. С.** Расчетный режим водопотребления и его использование при проектировании. — Науч. тр./АКХ, 1978, № 155.

7. **ВНИИ ВОДГЕО.** Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. М., Стройиздат, 1973.

8. **Григоровский Е. П., Койда Н. У.** Автоматизация расчета многоконтурных сетевых систем. Киев, Высш. школа, 1977.

9. **Евдокимов А. Г., Дубровский В. В., Тевяшев А. Д.** Потокораспределение в инженерных сетях. М., Стройиздат, 1979.

10. **Койда Н. У.** Вычислительная техника в инженерных и экономических расчетах водоснабжения и канализации на железнодорожном транспорте. Л., ЛИИЖТ, 1974.

11. **Кузьмин В. С.** Новый метод расчета гидравлических сетей с применением ЭЦВМ. — Тр./АКХ, 1970, вып. 34.

12. **Меренков А. П., Хасилев В. Я.** Методы и алгоритмы расчета тепловых сетей. М., Энергия, 1978.

13. **Мошнин Л. Ф.** Методы технико-экономического расчета водопроводных сетей. М., Стройиздат, 1950.

14. **Мошнин Л. Ф., Гальперин Е. М., Глазунов Е. М.** Расчет систем водоснабжения с использованием вычислительной техники. — Водоснабжение и санитарная техника, 1966, № 4.

15. **Пшеничный Б. Н.** Расчет энергетических сетей на ЭВМ. — ЖВМ и МФ, 1962, т. 2, № 5.

16. **Хасилев В. Я.** Элементы теории гидравлических цепей. — Изв. АН СССР. Энергетика и транспорт, 1964, № 1.

Николай Николаевич Абрамов,
Маргарита Михайловна Поспелова,
Михаил Александрович Сомов,
Владимир Николаевич Варапаев,
Диляра Хабировна Керимова

РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНЫХ СЕТЕЙ

Редакция литературы по инженерному оборудованию
Зав. редакцией И. В. Соболева
Редактор М. А. Шершукова
Младший редактор А. А. Миаева
Внешнее оформление художника Д. И. Богарова
Технический редактор Н. Г. Новак
Корректоры О. В. Стигиеева, Н. П. Чугунова
ИБ № 3271

Сдано в набор 13.V.83 г. Подписано в печать 2.VIII.83 г. Т-12582
Формат 60×90¹/₁₆. Бумага тип. № 2 Гарнитура «Литературная» Печать высокая
Усл. печ.-л. 17,5 Усл. кр.-отт. 17,75 Уч.-изд. л. 20,0 Тираж 40 000 экз. Изд. № А1-9922
Заказ 1620/385 Цена 80 к.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а

Набрано в Московской типографии № 4 Союзполиграфпрома
при Государственном комитете СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
129041, Москва, Б. Переяславская ул., д. 46
Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
142110, г. Подольск, ул. Кирова, д. 25