

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



АБДУЛАМИР ЛЕЙС САИД АБДУЛАМИР

**ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РЕЖИМ В ТРУБОПРОВОДНОЙ СИСТЕМЕ ДЛЯ
ПОДАЧИ ВОДЫ НА МЕЛИОРИРОВАННЫЕ ЗЕМЛИ**

Специальность: 2.1.6 – Гидротехническое строительство, гидравлика и
инженерная гидрология

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
кандидат технических наук, профессор
Джумагулова Назира Тентимишовна

Москва - 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | |
|--|----|
| ВВЕДЕНИЕ..... | 5 |
| ГЛАВА 1. МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОТОКА В ТРУБОПРОВОДАХ..... | 11 |
| 1.1 Область исследования | 11 |
| 1.1.1 Поверхностные воды | 11 |
| 1.1.2 Подземные воды..... | 14 |
| 1.2 Анализ водопотребления стока реки Аль-Хуссайния..... | 15 |
| 1.3 Решение проблемы дефицита воды для сельскохозяйственных нужд..... | 18 |
| 1.3.1 Повторное использование очищенных сточных вод в мире | 18 |
| 1.3.2 Использование очищенных сточных вод для целей орошения в административном районе Кербела, Ирак | 23 |
| 1.4 Анализ существующих математических моделей для определения гидравлических характеристик потока в трубопроводах | 29 |
| 1.5 Методика гидравлического расчета движения жидкости в напорных трубопроводах | 34 |
| 1.5.1 Гидравлические потери в напорных водопроводах | 34 |
| 1.6 Программа WaterCAD | 37 |
| 1.7 Изучение потерь напора и гидравлических сопротивлений потока при транспортировке на большие расстояния..... | 39 |
| 1.7.1 Сравнение формул Хазена-Вильямса и Дарси-Вейсбаха для определения потери напора при транспортировке очищенных сточных вод в городе Кербела, Ирак | 42 |
| ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1 | 53 |
| Глава 2. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОНОВАНИЕ ВЫБОРА ПАРАМЕТРОВ ТРУБ И СИСТЕМЫ ТРАНСПОРТИРОВКИ ВОДЫ ДЛЯ ОРОШЕНИЯ НА ПРИМЕРЕ АДМИНИСТРАТИВНОГО ГОРОДА КЕРБЕЛА (ИРАК)..... | 55 |
| 2.1 Подбор оптимальных параметров труб | 55 |

| | |
|---|-----|
| 2.1.1 Построение схемы транспортирования воды | 58 |
| 2.2 Предварительная оценка затрат на транспортирование воды..... | 60 |
| 2.3 Критерии выбора оптимальных параметров труб | 61 |
| 2.4 Сравнительный анализ | 62 |
| ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2 | 73 |
| ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК НАПОРНОГО ТРУБОПРОВОДА..... | 74 |
| 3.1 Гидравлические исследования напорных труб из различных материалов | 74 |
| 3.1.1 Методика проведения экспериментов | 74 |
| 3.2 Сравнение результатов эксперимента с результатами, полученными с использованием традиционных методов и программного обеспечения WaterCAD V8i..... | 83 |
| ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3 | 91 |
| ГЛАВА 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕЗНАПОРНОГО ТРУБОПРОВОДА..... | 92 |
| 4.1 Методика проведения экспериментов | 92 |
| 4.2 Теория гидравлических расчетов самотечных трубопроводов..... | 96 |
| 4.3 Расчетные скорости, уклоны и наполнения | 99 |
| 4.4 Результаты экспериментальных исследований безнапорных трубопроводов | 100 |
| 4.5 ПО Программа SewerCAD | 107 |
| 4.6 Методика расчета для определения характеристик потока в безнапорном трубопроводе | 107 |
| 4.7 Сравнение результатов эксперимента с результатами, полученными традиционными методами и программой SewerCAD для безнапорных труб из полиэтилена | 110 |
| 4.8 Определение гидравлических характеристик потока в безнапорной и комбинированной системе транспортирования жидкости с помощью программы SewerCAD | 118 |
| 4.9 Сравнение стоимости напорной и комбинированной системы | 130 |
| 4.10 Разработка схемы распределения очищенных сточных вод для орошения в административном районе Кербела, Ирак..... | 134 |

| | |
|---|-----|
| 4.10.1 Проектирование водораспределительной сети, подбор гидравлических параметров сети и характеристик потока..... | 135 |
| 4.10.2 Сбор данных | 137 |
| 4.10.3 Построение модели..... | 139 |
| ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4 | 142 |
| ЗАКЛЮЧЕНИЕ | 144 |
| СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ..... | 146 |
| ПРИЛОЖЕНИЕ А РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА НА ОСНОВЕ ПРОГРАММЫ WaterCAD V8i..... | 154 |

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования.

Гидравлические потери должны учитываться при проектировании систем подачи и отвод в напорных трубопроводах. Исходя из этого, выбираются размеры труб и необходимые гидромеханические оборудование для обеспечения работоспособности трубопроводной системы.

Несмотря на то, что турбулентное движение жидкости часто наблюдается на практике, теория турбулентности до сих пор не считается полностью разработанной.

В настоящее время возможно дальнейшее развитие гидравлических методов расчета турбулентных течений в напорных и безнапорных трубопроводах благодаря новым методам измерения и эффективным компьютерным методам обработки экспериментальных данных, что повышает надежность работы трубопроводной системы и точность расчетов.

В связи с этим проблема заключается в расчете потерь напора в напорных трубопроводах, средней скорости и степени заполнения трубопроводов в безнапорных трубопроводах, определения гидравлического режима остается актуальной для дальнейших исследований в соответствии с новыми задачами. Для решения проблемы дефицита воды на орошение в г. Кербель (Ирак) впервые было принято решение по использованию очищенных сточных вод с городских очистных сооружений. Подача воды от очистных сооружений до орошаемых земель осуществляется по трубопроводу в напорном и безнапорном режиме. До сих пор подача воды осуществлялось по открытым лоткам и каналам.

Степень разработанности темы исследования

Турбулентному режиму движения жидкости в напорной и безнапорной системе трубопроводов посвящены исследования ученых, как в Российской

Федерации, так и за рубежом, наиболее известными из которых являются Гиргидов А.Д., Идельчик И.Е., П.Г. Киселева, Тарасов В.К., Штеренлихт Д.В., Риффель Е. В., Егорова Ю.А., Орлов В. А., Зуйков А.Л., Новицкий Н.Н., Михайловский Е.А., С. М. Щербаков, Нгуен Х.К., Чан В.З., Elhay S., Simpson A. R., Valiantzas J. D., Achour, V., Amara, L. и других, было посвящено много исследований.

Цель работы - исследование гидравлических характеристик потока при подаче очищенных сточных вод по напорной и безнапорной системе трубопроводов.

Предметом исследования является расчет потерь напора в напорных трубопроводах, средней скорости и степени заполнения трубопроводов в безнапорных трубопроводах, определение гидравлического режима потока и других гидравлических параметров.

Задачи исследования:

1. Анализ существующих математических моделей для определения гидравлических характеристик потока в трубопроводах;
2. Определение гидравлических характеристик потока при движении воды по напорным трубопроводам, сравнение потери напора, определенной с помощью формул Дарси – Вейсбаха и Хазена – Вильямса;
3. Определение оптимального диаметра и материала труб с учетом снижения затрат на подачу потока воды на большие расстояния и больших диаметров с использованием программного обеспечения WaterCAD V8i;
4. Проведение экспериментальных исследований по определению потерь напора и коэффициента гидравлического сопротивления для напорных труб из различных материалов, сравнение этих результатов с результатами, полученными с использованием традиционных методов и программного обеспечения WaterCAD V8i;
5. Проведение экспериментальных исследований по определению средней скорости при различной степени наполнения и уклона для безнапорной трубы,

сравнение этих результатов с результатами, полученными традиционными методами и программного обеспечения SewerCAD;

6. Определение гидравлических характеристик потока в безнапорной и комбинированной системе транспортирования жидкости с помощью программного обеспечения SewerCAD.

Научная новизна работы

1. Проведена перспективная оценка водных ресурсов на территории административного округа Кербела для целей развития мелиорации сельхозугодий и предложено использовать для их орошения очищаемые сточные воды, подаваемые на мелиорированные земли по трубопроводам;

2. Получены расчетные зависимости потерь напора в трубах из различных материалов при параллельном сопоставлении формул Дарси – Вейсбаха и Хазена – Вильямса;

3. Разработана методика выбора оптимального диаметра трубопроводов и материала как для напорной, так и безнапорной систем мелиорации;

4. Методика оптимизационного выбора диаметров трубопроводов и материалов апробирована применительно к напорной, безнапорной и комбинированной (напорно-безнапорной) системам подачи воды для орошения мелиорируемых земель административного округа Кербела;

5. На основе экспериментальных исследований напорного и безнапорного движения воды в трубопроводах проведена верификация результатов гидравлических расчетов, выполненных традиционным методом и с применением ПО WaterCAD V8i и SewerCAD.

Теоретическая значимость работы

Применение современных методов расчета гидравлических параметров в напорных и безнапорных трубопроводах с турбулентным течением.

Практическая значимость результатов

В диссертации определение гидравлических характеристик потока на магистральном трубопроводе получены с использованием программного обеспечения WaterCAD V8i, традиционными методами расчета и верификация полученных результатов расчета проведением эксперимента, что дает возможность более точных данных гидравлических характеристик потока и уровень надежности и безопасности эксплуатации трубопроводной системы. Отсюда следует вывод о возможности широкого применения методики и результатов расчета на практике.

Методология и методы исследований

Использование результатов экспериментальных методов и программного обеспечения WaterCAD V8i позволяет повысить точность и достоверность гидравлических расчетов, используемых при проектировании водопроводных труб.

Личный вклад соискателя

Самостоятельность исследования и личный вклад автора работы заключаются в проведении экспериментальных исследований и численных расчетов по определению гидравлических характеристик турбулентного потока в напорных и безнапорных трубах из различных материалов, а также в разработке методов оптимизационных расчетов и их апробации на исследуемом объекте.

Степень достоверности результатов исследования

Достоверность результатов доказывается согласием результатов экспериментальных с результатами, полученными с использованием традиционных методов и программного обеспечения WaterCAD V8i и SewerCAD.

Положения, выносимые на защиту

1. Результаты аналитических исследований по снижению дефицита воды за счет использования очищенных сточных вод в административном округе Кербела;
2. Сравнение формул Дарси - Вейсбаха и Хазена - Вильямса для определения потери напора, по результатам которых были получены зависимости для четырех типов материалов труб;

3. Расчет экономически выгодного диаметра трубы с использованием программного обеспечения WaterCAD V8i;

4. Результаты экспериментальных исследований потерь напора и коэффициента гидравлического сопротивления при различных расходах потока и числах Рейнольдса в режиме движения воды для различных материалов труб;

5. Результаты экспериментальных исследований скоростей потока при различных уклонах, расходах и наполнении в трубе для безпарного режима движения воды;

6. Расчет гидравлических характеристик потока в комбинированной системе транспортирования жидкости с помощью программы SewerCAD.

Апробация результатов исследования

Основные положения диссертации опубликованы на 3-х научных конференциях: III Всероссийском научно-практическом семинаре «Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства» (г. Москва, 17 июня 2020 г.). Четвертой Международной конференции по инженерным наукам между Университетом Кербела (Ирак) и Технологическим университетом Суинберна в Австралии, 5 декабря 2020 г. Программа Пятого Всероссийского научно-практического семинара «Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства К 90-летию гидротехнического образования в НИУ МГСУ» (г. Москва 25 мая 2022 г.).

Публикации.

Материалы диссертации в достаточно полной степени изложены в 10-и научных публикациях, из которых 6 работ опубликованы в научном журнале, включённом в перечень ВАК РФ, и 4 работы опубликованы в научных журналах, индексируемых в базе Scopus и других.

Структура и объём диссертации

Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка использованной литературы и одного приложения. Объем работы составляет 176 страниц. Текст диссертационного исследования иллюстрирован 52 рисунками и содержит 34 таблиц.

ГЛАВА 1. МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОТОКА В ТРУБОПРОВОДАХ

1.1 Область исследования

Кербела площадью 5034 km^2 — город в Ираке, расположенный в 100 км, (широта: $32^\circ 36' 51''$ северной широты, долгота: $044^\circ 01' 29''$) к юго-западу от Багдада. Климат Ирака характеризуется жарким сухим летом и холодной дождливой зимой. Кербела расположена в пустынном климате, для которого характерна скудость ресурсов поверхностных вод. Кроме того, дожди в этих районах небольшие и нестабильные [1].

Водные ресурсы в Кербеле делятся на **поверхностные и подземные воды**.

1.1.1 Поверхностные воды

Основным источником водоснабжения для хозяйственно-питьевых, промышленных и сельскохозяйственных нужд является река Аль-Хуссайния. Ее протяженность составляет 30.6 км.

А. Река Аль-Хуссайния

Река Аль-Хуссайния расположена на правом берегу реки Евфрат в провинциях Бабель и Кербела в Ираке. Река простирается между широтами $N 32^\circ 36'$ до $32^\circ 48'$ и долготами $E 43^\circ 55'$ до $44^\circ 17'$. Она граничит на севере и востоке с городом Аль-Мусайиб и рекой Евфрат, на юге - с основным канализационным каналом Кербела

и ирригационным проектом Бани-Хасан, а на западе - с пустынным районом и озером Аль-Разаза.

Основным источником водоснабжения города является река Аль-Хуссайния, имеющая пять рукавов (Аль-Ванад, Аль-Камалия, Абу-Зара, Аль-Рушдия и Аль-Хнидия). На рисунке 1.1 показана река Аль-Хуссайния и ее пять рукавов.

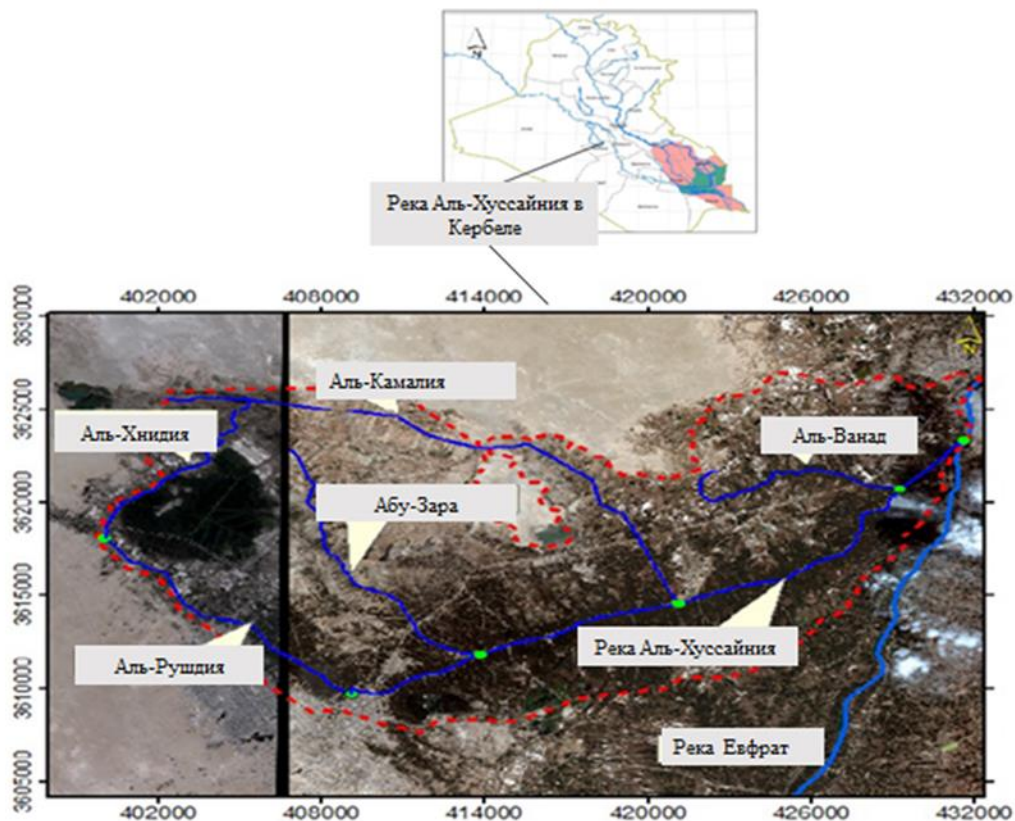


Рисунок 1.1 Река Аль-Хусейния и ее пять рукавов

Следующие районы зависят в основном от этой реки:

- Район центральный и город Кербела;
- Район Аль-Хурр;
- Район Аль-Хусейния.

Б. Река Бни-Хасан

Река Бни-Хасан считается второй по значимости рекой, так как ее длина составляет примерно 44.5 км и начинается ответвлением от реки Евфрат в районе

Аль-Сидда (Аль-Мусайаб). Расход этой реки (18-25) м³/с летом и (5-7) м³/с зимой. В то время как проектная мощность для этой реки составляет примерно 45 м³/с. Следующие районы зависят в основном от этого источника:

- Район Аль-Хиндия (Твиредж);
- Район Западный;
- Район Аль-Хайрат.

Доля населения в этих районах составляет примерно 12% от общей численности населения провинции.

С. Озеро Раззаз

Длина озера Аль-Раззаза составляет около 70 км, а средняя ширина озера составляет 25 км, поэтому приблизительная площадь поверхности озера составляет 1750 км², а глубина озера колеблется от нескольких метров до 30 м. Озеро Аль-Раззаза считается одним из полусоленых озер, а также одним из мертвых озер, потому что вода входит в него и не выходит из него. Процент солености в нем зависит от количества поступающей в него воды ежегодно и процента испарения воды, в дополнение к проценту поглощения землей. На рисунке 1.2 показано расположение озера в городе Кербела.



Рисунок 1.2 Озеро Раззаз [1]

1.1.2 Подземные воды

Из-за ограниченности водных ресурсов из поверхностных источников, для нужд населения используются подземные воды. Подземные воды являются важным ресурсом в пустынных и полупустынных районах Ирака. Атмосферные осадки являются одним из важнейших источников пополнения запасов подземных вод в городе Кербела. Кроме того, пополнение запасов воды происходит в процессе фильтрации речной воды (постоянная и временная). Период осадков в районе исследования ограничен месяцами с октября по январь. Среднее количество осадков, зарегистрированное в марте, составило 17.7 мм, а самое низкое среднее значение было зафиксировано в июле и августе, так как это было 0 мм.

Большинство рек расположены в западной части города, и это часть характеризуется высокопористыми породами (известняками), которые в значительной степени способствуют проницаемости грунтов и пополнению запасов подземных вод.

Подземные воды, расположенные в зоне влияния озера Аль-Раззаза, являются непригодными, так как содержат высокие концентрации солей. Несмотря на это, озеро Аль-Раззаза также считается одним из источников пополнения запасов подземных вод в городе Кербела.

Сравнивая характеристики подземных вод со стандартными требованиями к качеству воды для сельскохозяйственного водоснабжения, можно сказать, что не все подземные воды в Кербеле подходят для сельского хозяйства, в большинстве ее районов имеются ограничения с точки зрения превышения концентрации солей и повышенной жесткости воды.

1.2 Анализ водопотребления стока реки Аль-Хуссайния

Рост населения и урбанизация в городе Кербела произошли за счет сельскохозяйственных угодий при одновременном увеличении спроса на продукты питания. Кроме того, увеличение населения до 105 миллионов человек в Турции и Сирии, расположенных выше Ирака, способствовало строительству этими странами плотин на реке Евфрат [2]. Река Аль-Хуссайния, являющаяся основным источником водоснабжения административного района Кербела, берет свои воды из реки Евфрат, и в результате строительства этих плотин ее водозабор сократился наполовину, сводя к минимуму доступность для полива.

Данные представлены Управлением водных ресурсов провинции Кербела с 2014 по 2019 год. Аналитические методы исследования использовались для определения расхода реки Аль-Хуссайния, потребления воды населением в год и, как следствие, уровней дефицита воды с учетом полива земли в вегетационный период. В таблице 1.1 представлены данные о ежемесячных объемах воды в реке Аль-Хуссайния за последние шесть лет[3].

Таблица 1.1 Ежемесячный объем воды в реке Аль-Хуссайния за период (2014-2019) [3]

| Месяцы | Объем в кубических метрах | | | | | | Средний объем (м ³) |
|---------|---------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|------------------------------------|
| | 2014 | 2015 | 2016 | 2017 | 2018 | 2019 | |
| Январь | 26784000 | 13392000 | 37765440 | 40443840 | 32408640 | 44193600 | 32497920 |
| Февраль | 27578880 | 14587776 | 31069440 | 40443840 | 29730240 | 22498560 | 27651456 |
| Март | 34979904 | 15106176 | 21159360 | 40443840 | 37765440 | 31069440 | 30087360 |
| Апрель | 41212800 | 32400000 | 31069440 | 40443840 | 38033280 | 31069440 | 35704800 |
| Май | 47139840 | 53139456 | 48746880 | 29998080 | 41783040 | 39104640 | 43318656 |

| | | | | | | | |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Июнь | 39265344 | 50086080 | 48479040 | 51157440 | 40443840 | 48479040 | 46318464 |
| Июль | 53568000 | 53568000 | 57585600 | 49550400 | 38033280 | 54103680 | 51068160 |
| Август | 53568000 | 37149408 | 58389120 | 48479040 | 35087040 | 55442880 | 48019248 |
| Сентябрь | 51318144 | 25444800 | 54264384 | 46148832 | 30078432 | 53032320 | 43381152 |
| Октябрь | 32944320 | 13392000 | 43122240 | 40443840 | 29730240 | 40443840 | 33346080 |
| Ноябрь | 13392000 | 15186528 | 43122240 | 37765440 | 32408640 | 40443840 | 30386448 |
| Декабрь | 15963264 | 12588480 | 35462016 | 40443840 | 35087040 | 40443840 | 29998080 |

В таблице 1.2 показано потребление воды населением и сельскохозяйственного назначения [4].

Таблица 1.2 Объем месячного водопотребления на нужды населения и сельского хозяйства [4]

| Месяцы | Объем (м ³) |
|----------|-------------------------|
| Январь | 19860000 |
| Февраль | 29390000 |
| Март | 55840000 |
| Апрель | 83350000 |
| Май | 102230000 |
| Июнь | 113900000 |
| Июль | 114000000 |
| Август | 94000000 |
| Сентябрь | 63740000 |
| Октябрь | 46870000 |
| Ноябрь | 27810000 |
| Декабрь | 17600000 |

Сравнение расходов воды населением на хозяйственно-бытовые нужды, промышленность и сельское хозяйство с фактическим расходом реки представлено на рисунке 1.3.

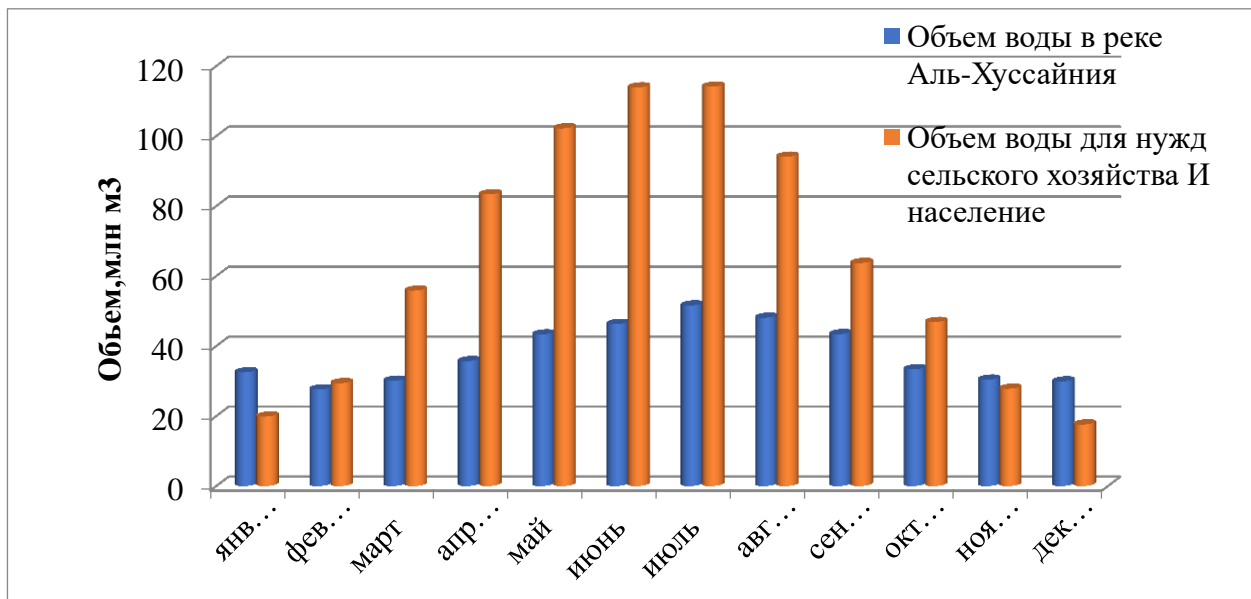


Рисунок 1.3 Сравнение потребления воды населением и средним расходом реки Аль-Хуссайния

Из рисунка 1.3 видно, что водообеспечения хватает только на три месяца в году. Начиная с февраля по октябрь наблюдаются перебои с водоснабжением. Особенно острый дефицит воды наблюдается в период, когда требуется полив сельскохозяйственных культур, с апреля по август. Дефицит воды рассчитывался по следующему уравнению:

$$\text{Дефицит воды} = ((\text{потребность воды} - \text{водоснабжение}) / (\text{потребность воды})) * 100\%$$

(1.1)

$$\text{так что Дефицит воды в апреле} = ((83350000 - 35704800) / (83350000)) * 100\% = 57.16\%$$

Таким образом, наибольший дефицит воды составил 57.16 % в апреле, 57.63 % в мае 59.34 %, в июле 54.76 % и в августе 48.88 %.

1.3 Решение проблемы дефицита воды для сельскохозяйственных нужд

1.3.1 Повторное использование очищенных сточных вод в мире

Помимо удовлетворения основных потребностей всех форм жизни и выживания человека, вода является основным ресурсом для поддержания окружающей среды и экономического развития. В целом наличие и доступность воды являются наиболее серьезными препятствиями для социально-экономического развития и повышения уровня жизни[5].

Дефицит воды наряду с некачественным водоснабжением, отсутствием санитарии и ухудшением состояния окружающей среды являются основными проблемами, с которыми сталкиваются многие регионы мира, особенно развивающиеся страны. Согласно некоторым исследованиям, 40% населения мира сегодня испытывает нехватку воды. В настоящее время около 19 стран могут быть классифицированы как страны с дефицитом воды и общим объемом возобновляемых водных ресурсов менее 500 м^3 в год на душу населения, как показано на рисунке 1.4 [6]. К 2025 году к этим странам присоединятся другие, включая Южную Африку, Пакистан и большую часть Китая и Индии. Ожидается, что в течение следующих нескольких десятилетий нехватка воды будет увеличиваться в результате неуклонного увеличения потребностей в воде (вызванного быстрым ростом населения, растущим спросом на продовольствие в городах, урбанизацией и изменением климата).

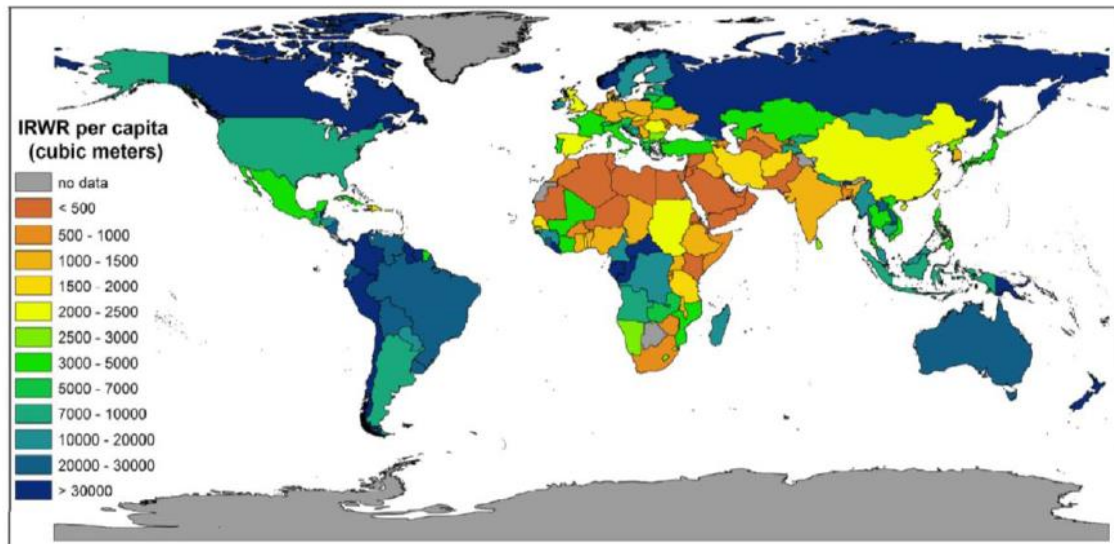


Рисунок 1.4 Мировая карта внутренних возобновляемых водных ресурсов (IRWR) по странам, данные Группы Всемирного банка [6]

Ожидается, что в период с 2009 по 2050 год население мира вырастет на 2.3 миллиарда человек, из которых 80 процентов будут проживать в развивающихся странах. Было подсчитано, что около 1.8 миллиарда человек будут жить в регионах с абсолютным дефицитом воды, обеспеченностью водой на душу населения менее 100 м^3 в год и до двух третей населения мира могут испытывать дефицит воды от умеренного до сильного. Увеличение населения мира также окажет значительное влияние на водоснабжение для производства продуктов питания. Было подсчитано, что для достижения целей производства продовольствия в 2050 году потребуется дополнительно 53% потребности сельскохозяйственных культур в воде и дополнительно 38% земли [6].

Изменение климата также способствует увеличению дефицита воды, и, согласно четвертому оценочному отчету Межправительственной группы экспертов по изменению климата, ожидается, что доступность воды уменьшится на 10-30% в результате изменения климата. По оценкам, глобальное потепление на $2 \text{ }^\circ\text{C}$ может привести к тому, что от 1 до 2 миллиардов человек будут подвергаться высокому риску отсутствия доступа к воде для удовлетворения своих основных потребностей

(потребление, питание и гигиена), а еще 400 миллионов могут подвергаться риску голода [7].

Во многих странах, особенно там, где водные ресурсы ограничены, водоснабжение исчерпано до предела, а дисбаланс между водоснабжением и водопотреблением достиг критического уровня. Перед лицом нехватки воды многие страны все больше осознают важность управления спросом на воду и сохранения воды для более устойчивых вариантов снабжения. Однако во многих случаях стратегии водосбережения может оказаться недостаточно для устранения разрыва между водоснабжением и водопотреблением.

Во всем мире сельское хозяйство, безусловно, является крупнейшим потребителем воды, на долю которого приходится примерно 70% всего забора пресной воды и до 90-100% в развивающихся странах, как показано на рисунке 1.5. С увеличением потребностей в воде орошаемое сельское хозяйство сталкивается с растущей конкуренцией со стороны других видов использования, включая муниципальные, промышленные и водные потребности для поддержания экосистем и рыболовства.

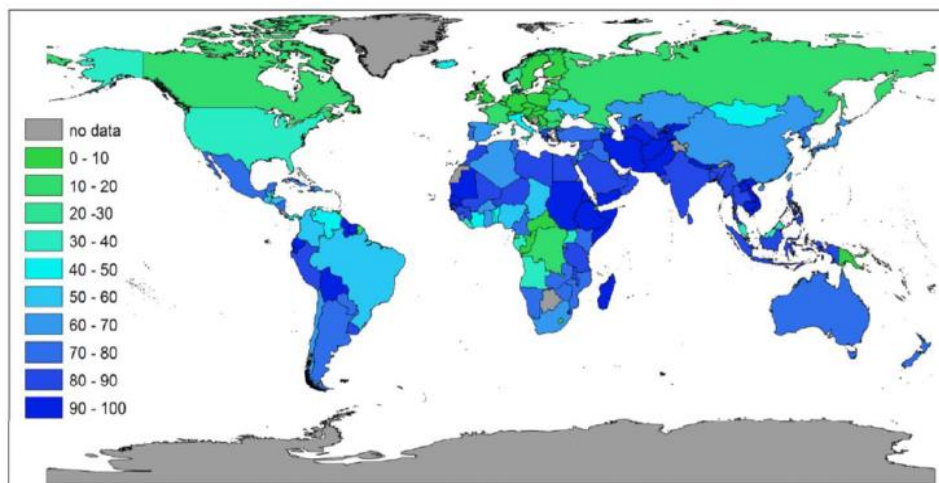


Рисунок 1.5 Ежегодный забор пресной воды в сельском хозяйстве по странам (%), относящийся к общему объему забора воды [7]

| | | | | | | | |
|-------------------------|--------|--------|------|-------|-------|-------|-------|
| Австралия | 744122 | 47307 | 6.11 | - | - | 2 | 0.28 |
| Бразилия | 851577 | 86589 | 10.1 | - | - | 3.1 | 0.008 |
| Китай | 960001 | 122524 | 12.7 | 48.51 | 31.14 | 42.37 | 1.26 |
| Германия | 35738 | 12074 | 33.7 | - | 5.287 | 5.213 | 5.183 |
| Индия | 328726 | 169360 | 51.5 | - | - | 4.416 | - |
| Италия | 30134 | 9121 | 30.2 | 3.926 | - | 3.902 | 0.087 |
| Иордания | 8932 | 322 | 3.6 | - | 0.115 | 0.113 | 0.103 |
| Пакистан | 79610 | 31253 | 39.2 | 3.06 | - | - | - |
| Южная Африка | 121909 | 12913 | 10.5 | 3.542 | 2.769 | 1.919 | - |
| Турция | 78535 | 23944 | 30.4 | 4.297 | - | 3.483 | - |
| Соединенное Королевство | 24361 | 6279 | 25.7 | 4.089 | 4.048 | 4.048 | - |
| США | 983151 | 157205 | 15.9 | 60.41 | 47.24 | 45.35 | - |
| Канада | 998467 | 50846 | 5.09 | 6.613 | 5.819 | 5.632 | - |
| Швеция | 44742 | 2608 | 5.82 | 0.671 | - | 0.436 | - |

Повторное использование очищенных сточных вод в арабском регионе направлено преимущественно на сельское хозяйство, особенно в Тунисе, Сирии и Иордании. Главной проблемой для большинства арабских стран является обеспечение доступа к безопасной воде и чистой санитарии. По оценкам Арабского водного совета, еще 83 миллиона человек нуждаются в обеспечении безопасной водой, а 96 миллионов по-прежнему нуждаются в чистых санитарных услугах для достижения Целей в области развития, сформулированных в Декларации тысячелетия. Потребности растущего населения, которое, по оценкам, составляет 343.8 миллиона человек, оказывают дополнительное давление на общий водозабор.

Потенциальные области повторного использования сточных вод включают сельскохозяйственное и ландшафтное орошение, подпитку грунтовых вод, повторное использование в промышленности, городское применение, такое как уборка улиц, тушение пожаров, а также экологическое и рекреационное использование [11]. В последнее время орошение очищенными сточными водами приобрело большое значение, особенно в засушливых регионах. В большинстве стран нет правил контроля за повторным использованием сточных вод, и, напротив, во многих странах действуют очень строгие правила [12].

Помимо сокращения использования пресной воды, повторное использование очищенных сточных вод уменьшило выброс отходов в экосистемы и обогатило почву питательными и органическими веществами, как источник орошения имеют экономические и экологические преимущества, поскольку они могут уменьшить или даже устранить необходимость внесения в почву дорогих химических удобрений. Сточные воды содержат органическое вещество и питательные вещества, полезные для растений, и поэтому были признаны важным ресурсом для увеличения сельскохозяйственного производства с низкими затратами. Однако повторное использование сточных вод в сельском хозяйстве сопряжено с опасностью; например, его использование приводило к повышению засоления почв, а также к существованию микробных микроорганизмов и поллютантов. Более того, эта вода может переносить патогены, влияющие на здоровье человека, а также повышать риск паразитарных, вирусных и бактериальных заболеваний у потребителей орошаемых этой водой культур [13].

В целом, негативное воздействие очищенных сточных вод может быть устранено за счет повышения качества очистки воды и выбора надлежащей системы орошения, соответствующей схемы выращивания сельскохозяйственных культур с надлежащим и эффективным управлением орошения, а также постоянным контролем качества воды, почвы и растений и принимая осторожные и предупредительные меры против патогенов.

1.3.2 Использование очищенных сточных вод для целей орошения в административном районе Кербела, Ирак

В административном округе Кербела находятся старые очистные сооружения, расположенные в районе Шабанат, примерно в 2 км от центра города.

Проектная мощность станции составляет $100\,000\text{ м}^3$ в день. В феврале 2020 года была введена в эксплуатацию следующая станция очистки сточных вод проектной производительностью $400\,000\text{ м}^3$ в день (на данный момент производит $100\,000\text{ м}^3$ в день), расположенная примерно в 5 км от центра города. На рисунок 1.6 показано расположение существующих и планируемых новых очистных сооружений и канализационной сети города[14,15].

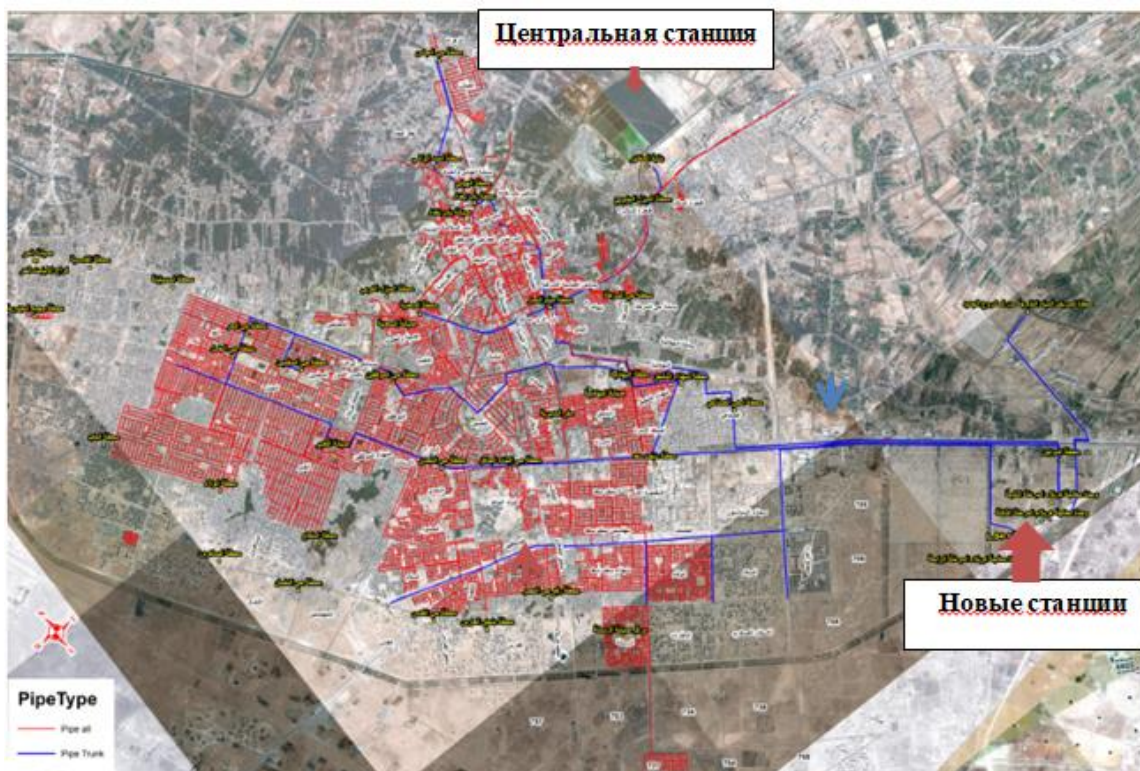


Рисунок 1.6 Расположение канализационных станций и сетей в городе Кербела[16]

Как видно из рисунка, на сегодняшний день канализовано только 1/3 города Кербела. Остальная часть города также будет канализовано в будущем, поскольку наблюдается ежегодный рост населения и составляет 1316750 человек, кроме того, ежегодно посещают около 21 000 000 туристов. В результате от канализованной части города образуется следующее количество сточных вод, часть которых поступают на очистные сооружения, а остальные сбрасываются без очистки в

водные объекты. Сточные воды, поступающие на очистные сооружения представлены в таблице 1.4. Стоки без очистки отражены в таблице 1.5 [17].

Таблица 1.4 Очищенные сточные воды на очистных сооружениях г. Кербела за период с 2014 по 2019 [17]

| Месяцы | Количество сточных вод после очистки в м ³ | | | | | | Средний Объем |
|----------|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------------|
| | 2014 | 2015 | 2016 | 2017 | 2018 | 2019 | |
| Январь | 2034524 | 1535840 | 2516620 | 3031390 | 3385670 | 2744480 | 2541421 |
| Февраль | 1426452 | 1535260 | 2442960 | 2993585 | 3338670 | 2415870 | 2358800 |
| Март | 1691976 | 1779440 | 2756740 | 3768910 | 3219470 | 3092290 | 2718138 |
| Апрель | 1545320 | 1566580 | 2706860 | 3510670 | 3305450 | 2978050 | 2602155 |
| Май | 1655,958 | 1778860 | 2783420 | 3250620 | 3727550 | 3016955 | 2426510 |
| Июнь | 1733620 | 1912840 | 2665680 | 2868770 | 3649190 | 3124315 | 2659069 |
| Июль | 1683740 | 1928500 | 2760800 | 3055000 | 3357950 | 3284665 | 2678443 |
| Август | 1629220 | 2021880 | 2765280 | 3064260 | 3416200 | 3669350 | 2761032 |
| Сентябрь | 1673880 | 2480080 | 3008460 | 3425920 | 3405530 | 3478550 | 2912070 |
| Октябрь | 1933430 | 2796180 | 3038620 | 3188760 | 3878160 | 3853610 | 3114793 |
| Ноябрь | 1868760 | 2767760 | 3312960 | 3375750 | 3507440 | 2623235 | 2909318 |
| Декабрь | 2478920 | 2789800 | 3108220 | 2888630 | 2753110 | 3750000 | 2961447 |

Таблица 1.5 Объем сточных вод, сбрасываемых без очистки в водные объекты за период с 2014 по 2019 [17]

| Месяцы | Количество сточных вод без очистки в м ³ | | | | | |
|---------|---|----------|-----------|---------|---------|---------|
| | 2014 | 2015 | 2016 | 2017 | 2018 | 2019 |
| Январь | 848109 | 1083795 | 2151340 | 3167332 | 4501202 | 4853970 |
| Февраль | 907920 | 1201,232 | 2179690 | 2647295 | 4578845 | 4068248 |
| Март | 1109765 | 1362573 | 2513437 | 3631647 | 4535190 | 4384907 |
| Апрель | 1140970 | 1549650 | 1158725 | 4697712 | 4707350 | 4860435 |
| Май | 1016505 | 1104257 | 1,833,925 | 3935765 | 4752195 | 4791197 |

| | | | | | | |
|----------|---------|-----------|---------|---------|-----------|---------|
| Июнь | 572915 | 1445240 | 1987280 | 4310350 | 4728035 | 4962372 |
| Июль | 1058200 | 1915865 | 2162672 | 3349525 | 4411585 | 5499250 |
| Август | 1220300 | 2,188,722 | 2188080 | 5190914 | 4,167,713 | 4517403 |
| Сентябрь | 1265950 | 1445240 | 2311105 | 5086915 | 4507110 | 4743315 |
| Октябрь | 1001450 | 2144260 | 2015632 | 5449665 | 4636755 | 5391070 |
| Ноябрь | 1063150 | 2323697 | 1663665 | 4664690 | 5182085 | 5564277 |
| Декабрь | 1131600 | 2429725 | 1600782 | 4295852 | 3884714 | 3890824 |

Как видно из таблицы 1.5 наблюдается ежегодное увеличение сброса сточных вод без очистки, что приводит к бесконтрольному загрязнению окружающей среды. Официальная статистика учитывает поступление стоков только канализованной части города, которая составляет одну треть от общей площади. При организации прокладки канализационных сетей по всему городу и очистки всех образующихся сточных вод данные показатели увеличатся в 2-2, 5 раза.

Таким образом, после завершения всех работ по канализованию города Кербела, в соответствии с проектом, будет производиться 500 000 м³/сут. очищенных сточных вод. В таблице 1.6 представлены процентном отношении снижение дефицита воды на сельскохозяйственные нужды в зависимости от поэтапного подключения к городским очистным сооружениям отдельных районов города.

Таблица 1.6 Снижение дефицита воды на сельскохозяйственные нужды в зависимости от поэтапного подключения к городским очистным сооружениям отдельных районов населения города Кербела

| Месяцы | расхода воды в реке м ³ /с | расхода воды на сельскохозяйственные нужды м ³ /с | дефицит расходы м ³ /с | % снижение дефицита воды после очищенных сточных вод 1.16 м ³ /с | % снижение дефицита воды после очищенных сточных вод 2.315 м ³ /с | % снижение дефицита воды после очищенных сточных вод 4.63 м ³ /с | % снижение дефицита воды после очищенных сточных вод 5.78 м ³ /с |
|---------|---------------------------------------|--|-----------------------------------|---|--|---|---|
| Январь | 12.695 | 6.982 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Февраль | 10.781 | 10.332 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Март | 11.757 | 19.631 | 7.8734 | 14.733 | 29.402 | 58.805 | 73.411 |

| | | | | | | | |
|----------------------|--------|--------|--------------|--------|--------|--------|--------|
| Апрель | 13.945 | 29.302 | 15.357 | 7.553 | 15.074 | 30.148 | 37.636 |
| Май | 16.921 | 35.940 | 19.018 36 | 6.099 | 12.172 | 24.344 | 30.391 |
| Июнь | 18.085 | 40.042 | 21.957 | 5.283 | 10.543 | 21.086 | 26.324 |
| Июль | 20.160 | 40.113 | 19.953 | 5.813 | 11.602 | 23.204 | 28.967 |
| Август | 18.789 | 33.082 | 14.292 | 8.115 | 16.196 | 32.393 | 40.439 |
| Сентябрь | 16.953 | 22.408 | 5.4554 | 21.263 | 42.434 | 84.868 | 100 |
| Октябрь | 13.027 | 16.477 | 3.4503 | 33.619 | 67.093 | 100 | 100 |
| Ноябрь | 11.875 | 9.776 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Декабрь | 11.679 | 6.187 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| % среднее сокращение | | | | 12.81 | 25.564 | 46.856 | 54.646 |

Из таблицы видно, что при использовании очищенных сточных вод старых очистных сооружений, производительностью 100 000 м³/сутки (1.16 м³/с), сокращение дефицита воды составляет 12.81 %. В случае использования 400 000 м³/сутки (4.63 м³/с) очищенных сточных вод после ввода новой очистной станции, дефицит воды будет снижен на 46.856%. Использование воды из двух станций производительностью 500 000 м³/сутки дефицит воды сократится на 54.6 %.

Основными аспектами использования обработанных отходов являются качество, пригодность и безопасность с санитарно-эпидемиологической точки зрения. Таким образом, потребовались дальнейшие исследования показателей качества используемой воды, чтобы предотвратить повреждение почв во время орошения. Качество очищенных сточных вод оценивалось на основе лабораторных данных, полученных от Управления канализации Кербалы за период с января по декабрь 2019 года.

Для использования очищенных сточных вод должны быть соблюдены все агротехнические и санитарные требования к качеству воды. Качество воды оценено по следующим показателям: биохимическая потребность в кислороде БПК, взвешенные вещества, химическая потребность в кислороде ХПК, хлориды, нитраты и рН. В Ираке существуют два типа стандартов качества оросительной воды, и оба они представлены в Таблице 1.7.

Таблица 1.7 Стандарты очищенных сточных вод для сельскохозяйственного (ограниченного и неограниченного) орошения в Ираке [17]

| Концентрации мг/л | ограниченного | неограниченного |
|-------------------|---------------|-----------------|
| БПК5 | 40 | 10 |
| T.S.S | 40 | 10 |
| ХПК | 100 | 40 |
| Cl | 600 | 400 |
| NO3 | 50 | 50 |
| PH | 4-8 | 4-8 |

Результаты, полученные после очистки сточных вод на очистных сооружениях в Кербеле, показаны в таблице 1.8; эти результаты были сопоставлены с иракскими стандартами использования сточных вод в сельском хозяйстве [16].

Таблица 1.8 Качество сточных вод на очистных сооружениях г. Кербела [16]

| Стандарт | 40*-10** | 40*- 10** | 100*- 40** | 600*- 400** | 50*- 50** | 4-8*-4- 8** |
|--------------------|----------|--------------|---------------|----------------|--------------|----------------|
| Ирригационная вода | | | | | | |
| Концентрации | БПК5 | T.S.S | ХПК | Cl | NO3 | PH |
| месяц | мг/л | мг/л | мг/л | мг/л | мг/л | |
| январь | 18 | 41 | 90 | 124 | 5 | 7.8 |
| февраль | 10 | 16 | 20 | 155 | 13 | 8.3 |
| март | 7 | 32 | 20 | 150 | 40 | 7.8 |
| апрель | 8 | 30 | 20 | 130 | 45 | 7.4 |
| май | 30 | 33 | 70 | 246 | 38 | 6.3 |
| июнь | 10 | 34 | 40 | 131 | 42.27 | 7.4 |

| | | | | | | |
|----------|----|----|----|-----|----|-----|
| июль | 11 | 14 | 40 | 112 | 38 | 7.3 |
| август | 30 | 31 | 60 | 82 | 50 | 7.1 |
| сентябрь | 15 | 25 | 20 | 99 | 5 | 7 |
| октябрь | 16 | 22 | 25 | 125 | 20 | 7.1 |
| ноябрь | 9 | 23 | 25 | 160 | 40 | 7.3 |
| декабрь | 3 | 35 | 50 | 250 | 50 | 7.2 |

*Стандарты сточных вод для сельскохозяйственного (ограниченного) орошения в Ираке.

**Стандарты сточных вод для сельскохозяйственного (неограниченного) орошения в Ираке.

1.4 Анализ существующих математических моделей для определения гидравлических характеристик потока в трубопроводах

Разработка моделей и доступность надежных технологий способствовали значительному расширению возможностей моделирования гидравлического поведения огромных водных сетей за последние два десятилетия.

Сети подачи и распределения воды были предметом многочисленных исследований многих исследователей. Электронная модель системы подачи воды является важной частью схемы расхода воды и одновременно одним из инструментов технической оценки предлагаемых мер по модернизации системы, включая регуляторы давления, оптимизацию давления и поиск потерь воды [18].

С целью оценки соответствия информационных технологий и программ, используемых при проектировании систем водоснабжения в рамках диссертационной работы был выполнен данный анализ. В анализе, описанном

ниже, использовались следующие программы: Autocad Civil 3D, Bentley WaterCAD, ZuluHydro, Mike Urban, ИСИГР, ИГС«CityCom-ГидроГраф».

Программный продукт Autodesk одним из первых, предложил недорогое многофункциональное программное обеспечение для проектирования. В отличие от большинства сопоставимых программ, разработанная этой компанией программа автоматизированного проектирования городских сетей подачи уникальна. Все системы инженерной инфраструктуры города, включая систему движения потока воды по трубам, интегрируются с помощью программы Autocad Civil 3D. Возможность работать как с 2D-, так и с 3D-моделями является одним из преимуществ этого программного обеспечения.

Преимущества программного продукта Autocad Civil 3D заключаются в следующем:

1) Программный комплекс сочетает в себе достаточно широкие возможности визуализации, графического отображения трубопроводных систем, при этом обладает аналитическими возможностями и возможностью создания продольного профиля трубы с отображением информации о каждом компоненте канализационной сети. Программа не решает проблему гидравлической привязки водопроводной сети, что является недостатком Autocad Civil 3D.

В связи с этим электронная модель системы движения потока воды по трубам не может быть реализована с помощью программы Autocad Civil 3D.

Среди ведущих программ в мире, предназначенных исключительно для расчета и анализа сети подачи воды, можно выделить продукты Bentley Systems WaterGEMS, WaterCAD и HAMMER.

Модуль гидравлических расчетов основан на отраслевом стандарте EPANET, специально разработанном для расчета систем подачи и распределения воды. Помимо гидравлического расчета системы подачи и распределения воды, программа Bentley WaterCAD также позволяет оценивать потери напора в

зависимости от длины сети и сравнивать результаты расчетов с технической и экономической точек зрения.

Следует отметить, что существуют дополнительные расчетные модули и процедуры, которые могут упростить процесс применения гидравлической модели, в том числе:

1. При использовании геопространственных данных алгоритмы «LoadBuilder» и «Тгех» позволяют ускорить ввод данных (например, информации об использовании воды потребителями, высот сети);

2. Используя данные детализированной модели, алгоритм «Skelebrator» позволяет построить развернутую (скелетную) модель, гидравлически эквивалентную детальной;

3. Алгоритм «Darwin Calibrator» фактические значения расхода и напора, наблюдаемые в сети, служат исходными данными алгоритма;

4. Оптимальный диаметр трубы можно определить с помощью алгоритма (Darwin Designer). Программа Bentley WaterCAD может выполнять расчеты с использованием различных гидравлических формул, поскольку она используется во всем мире (Дарси-Вейсбаха, Хазен-Вильямса, Маннинга). Программа Bentley WaterCAD может выполнять расчеты с использованием различных гидравлических формул, поскольку она используется во всем мире (Дарси-Вейсбаха, Хазен-Вильямса, Маннинга).

Обобщая возможности программы Bentley WaterCAD, следует отметить, что помимо вычислений этот продукт позволяет решать задачи сохранения, мониторинга и обновления информации [19].

Программа Bentley WaterCAD записывает результаты гидравлических расчетов систем подачи и распределения воды в базу данных и генерирует набор выходных данных. Расчет включает в себя определение всех параметров сети, необходимых для анализа (расход воды, перепад давления в запорных клапанах и трубопроводах, пьезометрическое давление и т. Д.). Гидравлические

характеристики сети могут быть графически представлены с использованием выходных данных расчета, что повышает точность анализа сети и упрощает определение критических мест и застойных зон.

Программное обеспечение Mike Urban, разработанное компанией (Water & Environment), представляет собой другой программный пакет, который широко используется в западных странах [20]. Программа, разработанная Mike Urban, основана на стандарте EPANET, как и продукт Bentley WaterCAD.

Программа Mike Urban помогает находить застойные участки сети, запускать модели аварийных ситуаций на основе гидравлических расчетов текущего положения сети и изучения ее функционирования.

В целом, подбор оптимального диаметра трубы, зонирование, управление давлением и развитие системы мониторинга давления являются ключевыми задачами, которые выполняет программное обеспечение Mike Urban [21].

В результате программа Mike Urban позволяет строить, калибровать и анализировать текущее состояние и потенциальное будущее развитие системы водоснабжения.

Автоматизированная расчетная система ZuluHydro для исследования и анализа сетей наружного подачи и распределения воды является одним из основных программных продуктов российского предприятия Политерм [22].

Программный комплекс ZuluHydro позволяет решать следующие задачи:

«проводить запланированный ежегодный анализ состояния сети и операционной эффективности; определять оборудование, ограничивающее пропускную способность, и перегруженные участки сети; выполнять гидравлические расчеты и анализировать возможные последствия запланированного перехода на магистральную сеть» [23].

При установке компонентов ZuluNetTools и ZuluXTools следует учитывать, что программный комплекс Zulu допускает самостоятельную разработку

дополнений к нему. Справочник и система поддержки для этой программы на русском языке.

Информационно-вычислительный центр «Поток» занимается проектированием и внедрением информационных систем для предприятий с использованием инженерно-коммуникационных технологий с 1990 г. Одним из продуктов этой компании является ИИС «СитиКом-ГроГраф» [24]. С помощью программного продукта можно решать следующие задачи:

1. Совершенствование регламента работы насосных станций, составление почасового потребления воды, составление графиков пополнения резервуаров чистой водой.

2. Построение пьезометрических графиков, в том числе графиков сравнения для различных режимов водопользования и временных периодов суток.

Институт систем энергетики имени Л.А. Мелентьева, Сибирское отделение Российской академии наук, создал программный комплекс ИСИГР [25].

Программный пакет и ИСИГР, разработанные как интернет-система, обладают уникальной возможностью подключения к компьютеру и подключению к Интернету из любой точки мира для выполнения гидравлических расчетов[26]. В данных моделях отсутствует возможность автоматической калибровки моделей.

В зарубежной практике широко применяется программное обеспечение WaterCAD V8i и SewerCAD. Гидравлические характеристики потока в сети могут быть графически представлены с использованием выходных данных расчета, что повышает точность анализа сети и упрощает определение критических мест и застойных зон.

1.5 Методика гидравлического расчета движения жидкости в напорных трубопроводах

1.5.1 Гидравлические потери в напорных водопроводах

Гидравлические потери необходимо учитывать при проектировании систем подачи и отвода воды в напорных трубопроводах. Исходя из этого, будет производиться выбор размеров труб и необходимого гидромеханического оборудования, обеспечивающего работоспособность трубопроводной системы [27,28].

Все гидравлические потери можно разделить на два вида:

- Потери напора по длине $h_{\omega д}$ на прямых участках трубопроводов.
- Потери на местные сопротивления $h_{\omega м}$, вызванные арматурой трубопровода, которые изменяют поперечный профиль скорости, создают вихревые зоны и создают зоны отрыва потока от стенок. Кроме того, потери напора на местные сопротивления могут вызвать изменения скорости потока, вызванные изменениями размера или структуры канала.

Формула Дарси-Вейсбаха используется для расчета гидравлических потерь по длине прямолинейных участков напорных трубопроводов:

$$h_{\omega} = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (1.2)$$

Где: h_{ω} - гидравлических потерь по длине (м), λ - коэффициент гидравлического сопротивления (коэффициенты трения Дарси- Вейсбаха), D - диаметр трубы (м), L - длина трубы (м), V - скорость потока (м/с), g - ускорение свободного падения (м/с²).

Обозначим

$$\lambda = 2f\left(Re, \frac{\Delta}{d}\right) \quad (1.3)$$

$$Re = \frac{v \cdot d}{\left(\frac{\mu}{\rho}\right)} = \frac{v \cdot d}{\nu} \quad (1.4)$$

где Re – число Рейнольдса (безразмерное), d — диаметр трубы (м), ν — кинематическая вязкость, V — средняя скорость потока (м/с), Δ — высота выступов шероховатости (м), μ и ρ — вязкость и плотность жидкости [29,30].

Следовательно, в турбулентном режиме трудно дать единую формулу для определения λ , которая давала бы удовлетворительные результаты для всех диапазонов потока жидкости. Краткое описание определения λ представлено в таблице 1.9. Для облегчения расчетов можно воспользоваться номограммой Колбрука-Уайта (рис.1.7), с помощью которой λ довольно просто определяется известными значениями Re и Δ/d [31].

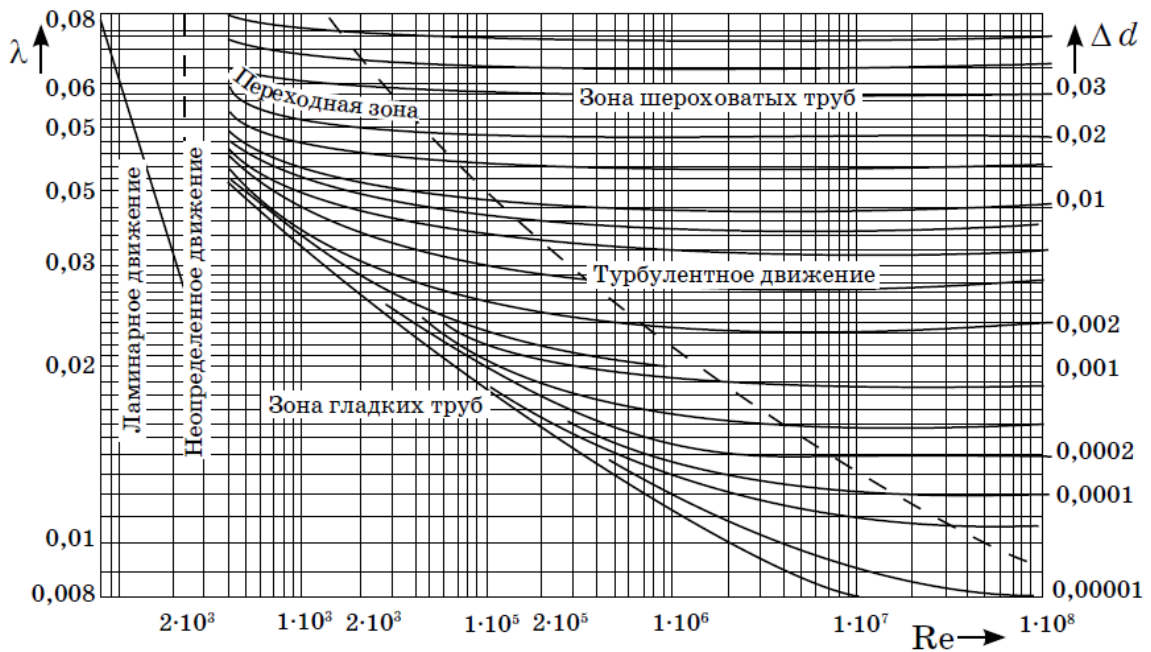


Рисунок 1.7 Номограмма Колбрука — Уайта [27]

Таблица 1.9 Режим движения и Формула вычисления λ [27]

| Режим движения | Число Рейнольдса | Формула вычисления λ |
|----------------|------------------|------------------------------|
|----------------|------------------|------------------------------|

| | | |
|------------------------------|---|---|
| Ламинарный | $Re < 2320$ | $\lambda = \frac{64}{Re}$ (Пуазейль — Гаген) |
| Переходный | $2320 < Re < 4000$ | — |
| Турбулентный: 1-я область | $4000 < Re < 10 \frac{d}{\Delta}$ | $\lambda = \frac{0.316}{Re^{0.25}}$ (Блазиус) $\frac{1}{\lambda} = 2 \lg(Re\sqrt{\lambda}) - 0.8$ (Прандтль — Никурадзе) |
| 2-я область | $10 \frac{d}{\Delta} < Re < 560 \frac{d}{\Delta}$ | $\frac{1}{\lambda} = -2 \lg \left(\frac{2.52}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{\Delta}{3.71d} \right)$ (Колбрук—Уайт) $\lambda = 0.11 \left(\frac{\Delta}{d} + \frac{68}{Re} \right)^{0.25}$ (Альтшуль) |
| 3-я область | $560 \frac{d}{\Delta} < Re$ | $\lambda = 0.11 \left(\frac{\Delta}{d} \right)^{0.25}$ (Шифринсон) $\lambda = 2 \lg \left(\frac{d}{\Delta} \right) + 1.14$ (Прандтль — Никурадзе) |

Потери напора h_{σ} по длине, известные также как **путевые потери**, могут быть рассчитаны по формуле Дарси-Вейсбаха (1.2) после того, как будет определен коэффициент гидравлического сопротивления λ , который рассчитывается на основе числа Рейнольдса Re и соответствующей абсолютной шероховатости Δ [32].

При гидравлическом расчете трубопровода решаются три задачи:

- определение пропускаемого трубопроводом расхода Q при заданных действующем напоре H и габаритах проточной части (длине трубопровода l , его диаметре d , местных сопротивлениях);

- определение действующего напора H при заданных пропускаемом расходе Q и габаритах проточной части трубопровода;
- определение диаметра трубопровода d при заданных его длине l , местных сопротивлениях, расходе Q и напоре H .

Для решения этой проблемы, как правило, должны быть построены пьезометрические и напорные линии. Это связано с тем, что всегда может представлять интерес распределение давления по всему трубопроводу.

1.6 Программа WaterCAD

WaterCAD — инструмент для проектирования, анализа и совершенствования существующей системы подачи и распределения воды. Для проведения гидравлических расчетов в работе был выбран программный продукт WaterCAD с интеграцией с другим внешним программным обеспечением, таким как Auto CAD, фоновой поддержкой ГИС и Microsoft Excel [33,34,35].

Сбор входных данных, создание модели в Bentley Water Cad, ввод данных (отметки, координаты XY, базовый спрос, данные насоса, данные резервуара и данные о трубах), тестирование модели и гидравлическое моделирование, а также анализ проблем — все это процесс моделирования.

В качестве входных данных для системы подачи и транспортирования воды использовались следующие данные:

- Трубы: диаметры труб, длина, тип материала;
- Узлы: Требования к высотам и основаниям;
- Резервуары: основание резервуара, минимальная высота;
- Насосы. Рабочая характеристика насоса (Q - H).

После установки всех параметров отображаются выходные данные имитационных моделей:

- Расходы в трубах;
- Кривая насоса;
- Узел напорный;
- Потери напора.

Для расчета потери напора в трубах используются уравнения Дарси-Вейсбаха и Хазена-Вильямса.

Программа WaterCAD использует уравнение Свами-Джайна для расчета коэффициента трения [36]:

$$\lambda = \frac{1.325}{\left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (1.5)$$

Где ε – величина абсолютной шероховатости, м.

Как показано, коэффициент трения зависит от числа Рейнольдса потока, шероховатости стенок и диаметра трубы. Типичные значения шероховатости труб показаны в таблице (1.10). Эти значения могут варьироваться в зависимости от материала и срока эксплуатации труб и других факторов.

Таблица 1.10 Значения шероховатости трубы [36]

| Материал | Абсолютный коэффициент шероховатости - ε (мм) |
|-------------------|---|
| Ковкий чугун | 0.3 |
| стеклопластик GRP | 0.03 |
| Бетон | 0.5 |
| Пластик | 0.01 |

Формула Хазена-Вильямса

Эмпирическая формула, широко используемая в технике водоснабжения для течения воды по трубам принадлежит Г. С. Уильямсу и А. Хазену. Это соотношение, известное как формула Хазена-Уильямса,

$$h_f = \frac{7.8828 L}{k^{1.852} D^{4.8704}} \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.85} \quad (1.6)$$

Где: h_f - потери напора (м), Q - расход в секции (м³/сек), C - Коэффициент шероховатости Хазена-Вильямса. Значение C колеблется в пределах от 80 для шероховатых труб и примерно до 150 для гладких труб, k - Константа (0.849 для единиц СИ, D - диаметр трубы (м), L - длина трубы (м).

Значения коэффициента Хазена-Вильямса для труб из обычных материалов, рекомендованные Ламонтом (1981) после изучения 372 записей, приведены в таблице (1.11).

Таблица 1.11 Значения коэффициента Хазена-Вильямса для новых чистых труб из различных материалов [36]

| Материал трубы | Значения коэффициента Хазена-Вильямса C |
|-------------------|---|
| Ковкий чугун | 130 |
| стеклопластик GRP | 150 |
| Бетон | 120 |
| Пластик | 150 |

В работе проводится сравнение потерь напора определенные по формуле Дарси – Фейсбаха, также Хазена- Вильямса.

1.7 Изучение потерь напора и гидравлических сопротивлений потока при транспортировке на большие расстояния

Формулы Хазена-Вильямса (Х-В) и Дарси-Вейсбаха (Д-В) являются двумя наиболее распространенными формулами определения потерь напора для потока под давлением [37,38,39].

В эмпирической формуле (Х-В) используется явный коэффициент (С) для каждого типа материала трубы (обычно коэффициент С учитывает некоторое возрастание шероховатости с увеличением срока службы трубы). В то время как, коэффициент гидравлического сопротивления (λ) в формуле (Д-В) является функцией свойства материала (относительной шероховатости) и Числа Рейнольдса (Re) в турбулентных течениях, наиболее распространенный режим течения в водопроводных сетях.

Как указано в [38], формула (Х-В) разработана только для воды и применимо для трубы с турбулентным течением, в ней не учитывается вязкость и т.д., а формула (Д-В) применима для всех режимов течения и может быть использована для любого типа жидкости.

В предыдущих исследованиях других авторов одно из двух уравнений использовалось для расчета трения в разных случаях. В работе [39] Были построены пять гидравлических моделей для оценки потерь напора в трубах для различных диаметров труб (от 15 мм до 50 мм) и объемных расходов при различных температурах воды и расходах. Коэффициент корреляции между потерями напора по формуле Дарси-Вейсбаха и Хазена-Вильямса составил 0.999, а значение R^2 для линии тренда значений потерь напора, полученных по этим уравнениям, равно 0,9993. Хотя они использовали пять гидравлических моделей, размер диаметров труб был ограничен.

В работе [40] исследования проводились с трубами из высокопрочного чугуна, асбестоцементного и чугунного литья в разных возрастных категориях от 0 до 70 лет. Шесть названных критических узлов были выбраны для изучения давления воды и потери напора. Модель была разработана с помощью

программного обеспечения Info Works Water Supply (WS) Pro. Результаты показали, что трубы из асбестоцемента оказывают наименьшее влияние на потери напора и давление воды, за ними следуют трубы из ковкого чугуна и, наконец, трубы из чугуна. Результаты моделирования показывают, что потеря напора и давления воды имеют отрицательную зависимость.

В [41] авторы провели сравнение между формулами Дарси-Вейсбаха и Кулбрука-Уайта, предложенная степенная формула дает максимальную относительную ошибку примерно +/- 4.5%. Формула трения в степенной форме упрощает формулировку задачи, приводя к выводу простого уравнения, из которого можно явно вычислить экономически наиболее выгодный диаметр. Их результаты и выводы нуждаются в большем сравнении формул потерь напора. Таким образом, нерешенной частью является использование каждого уравнения потери напора по отдельности с построением одной или нескольких гидравлических моделей.

В работе [42] авторы использовали широко используемый метод Тодина и Пилати для решения уравнений, моделирующих водораспределительные системы, изначально был разработан для труб, в которых потери напора моделируются по формуле Хазена-Вильямса. Популярная программа Россмана EPANET реализует элементы алгоритма Тодина и Пилати, но когда используется формула потери напора Дарси-Вейсбаха, она не учитывает зависимость коэффициентов трения от числа Рейнольдса. Они не упомянули причину, по которой существует разница между величинами потери напора при использовании методов Хазена-Уильямса и Дарси-Вейсбаха.

Авторами [43] рассмотрены три вопроса, связанные с итерационным решением нелинейных уравнений, описывающих расходы и напоры в водопроводной сети. Нулевые потоки вызывают сбой вычислений (деление на ноль), когда алгоритм глобального градиента Тодина и Пилати используется для расчета стационарного состояния системы, в которой потери напора моделируются

по формуле Хазена-Вильямса. Предлагаемый метод регуляризации преодолевает эту неудачу как решение этой первой проблемы. Вторая проблема связана с нулевыми потоками в формулировке Дарси-Вейсбаха. Они использовали оба уравнения потери напора в разных случаях, поэтому они должны сослаться на преимущества и недостатки обоих из них. Третья проблема связана с новым критерием остановки сходимости для итерационного процесса, основанным на бесконечности нормы вектора разностей узловых головок между одной итерацией и следующей. Этот тест рекомендуется, потому что он имеет более естественную физическую интерпретацию, чем относительный критерий остановки разряда, который в настоящее время используется в стандартных пакетах программного обеспечения, таких как EPANET. Однако они не привели веских причин для использования этого типа программного обеспечения.

В работе [44] систематически сравниваются формулы Дарси-Вейсбаха и Хазена-Вильямса, что дает некоторую форму поправки к коэффициенту Хазена-Вильямса. Также предлагается более точная методика Формула Дарси-Вейсбаха вдоль ирригационных отводов, предполагающая форму степенной функции. Потери на трение через отводы были рассчитаны с использованием Формула Дарси-Вейсбаха. Упомянутая ими формула Дарси-Вейсбаха является более точным, чем другой метод, однако оба они примерно одинаковы.

1.7.1 Сравнение формул Хазена-Вильямса и Дарси-Вейсбаха для определения потери напора при транспортировке очищенных сточных вод в городе Кербела, Ирак

В работе проведено сравнение двух методик расчетов потерь напора, вычисленными с помощью формула Хазена-Вильямса и Дарси-Вейсбаха для

различных типов труб при транспортировке очищенных сточных вод на мелиорированные земли в городе Кербела (Ирак) с использованием программы WaterCAD V8i. Были произведены следующие вычисления:

– расчет потерь напора по формулам Хазена-Вильямса и Дарси-Вейсбаха для четырех типов труб при двух расходах;

– нахождение коэффициента корреляции потерь напора между двумя упомянутыми формулами.

Собрана информация по очистным сооружениям очистки сточных вод в Кербеле (Ирак), где текущий расход составляет $1.16 \text{ м}^3/\text{с}$, с новой станции очистки сточных вод, и расход $4.63 \text{ м}^3/\text{с}$ после завершения строительства новой станции[45,46]. С использованием программного обеспечения WaterCAD V8i произведены расчеты для двух вариантов:

- 1) Расход равен $1.16 \text{ м}^3/\text{с}$ и диаметры труб от 800 мм до 1200 мм;
- 2) Расход равен $4.63 \text{ м}^3/\text{с}$ и диаметры труб от 1600 мм до 2000 мм. Потери напора оценивались для каждого варианта и всех рассматриваемых материалов и диаметров труб. На Рисунке 1.8 показана схема работы.

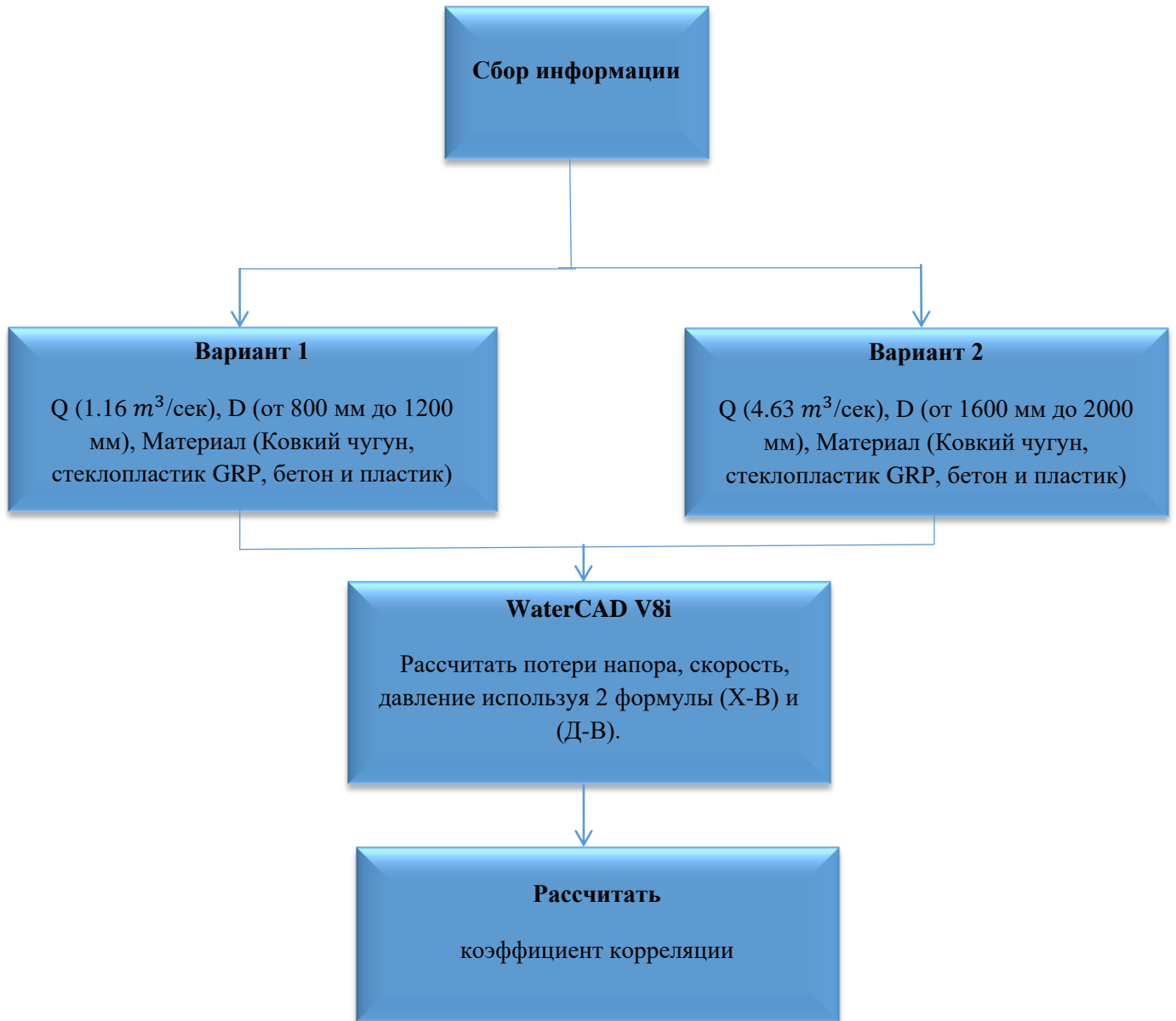


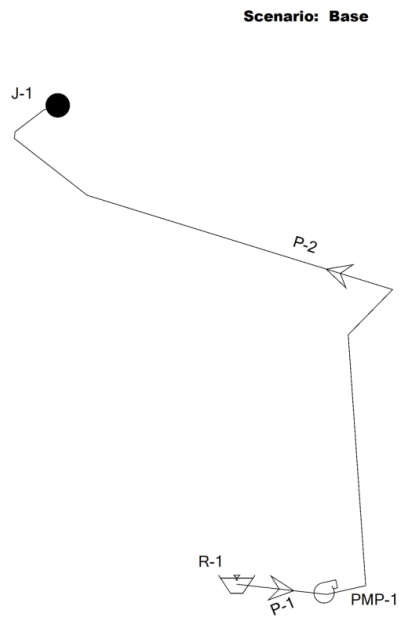
Рисунок 1.8 Схема последовательности расчетов

Методика расчетов произведена для двух вариантов расхода воды, с четырьмя различными типами труб[47,48,49]. Расчеты выполнены в программе WaterCAD V8i со всеми необходимыми исходными данными. На Рисунке 1.9

показана схема подачи очищенных сточных вод на мелиорированные земли в городе Кербела.



а. Расположение новой станции и мелиорированных земель



б. Расчётная схема

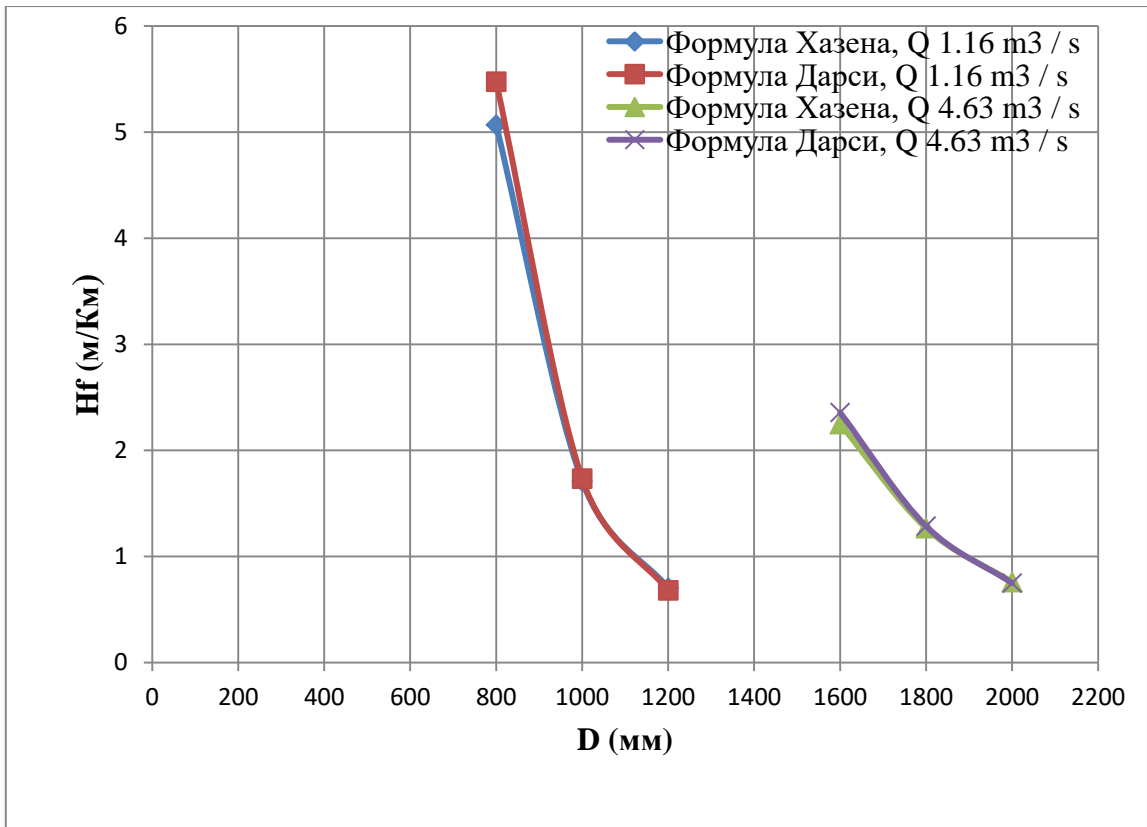
Рисунок 1.9 Схема подачи очищенных сточных вод на мелиорированные
земли в городе Кербела

В таблице 1.12 показаны результаты моделирования с использованием программы WaterCAD V8i для двух вариантов и с использованием формул Хазена-Вильямса (Х-В) и Дарси-Вейсбаха (Д-В). В **приложении А** приведены результаты расчетов с использованием программы WaterCAD V8i.

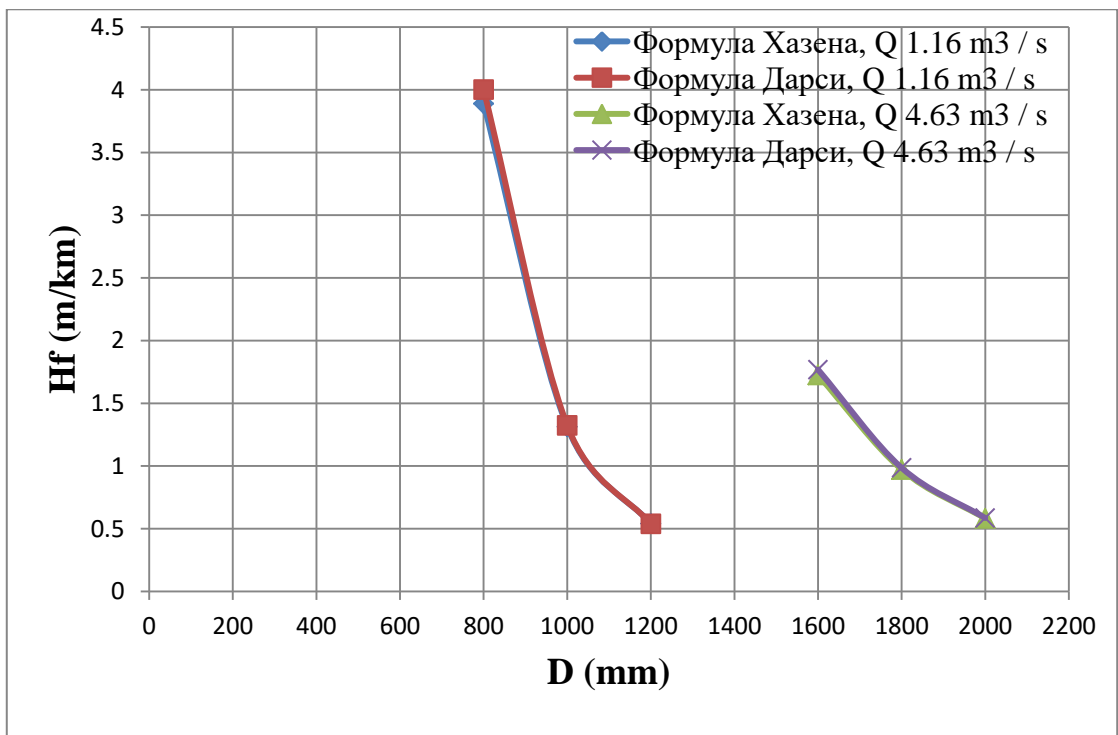
Таблица 1.12 Результаты моделирования с использованием WaterCAD V8i для двух вариантов

| формула (X-B), Q 1.16 м ³ /с | | Ковкий чугун | | Стеклопластик GRP | | Бетон | | Пластик | |
|--|--------|--------------|---------|-------------------|---------|-----------|---------|-----------|---------|
| D (мм) | V м/с | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) |
| 800 | 2.308 | 5.069 | -4 | 3.8894 | 6 | 5.8796 | -10 | 3.8894 | 6 |
| 1000 | 1.477 | 1.7099 | 24 | 1.3119 | 27 | 1.9831 | 21 | 1.3119 | 27 |
| 1200 | 1.026 | 0.7036 | 32 | 0.5398 | 33 | 0.8160 | 31 | 0.5398 | 33 |
| формула (Д-В), Q 1.16 м ³ /с | | Ковкий чугун | | Стеклопластик GRP | | Бетон | | Пластик | |
| D (мм) | V м/с | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) |
| 800 | 2.308 | 5.4763 | -6 | 4.0020 | --6 | 6.0757 | -14 | 3.7736 | 7 |
| 1000 | 1.477 | 1.7335 | 24 | 1.3237 | 24 | 1.9094 | 21 | 1.2676 | 28 |
| 1200 | 1.026 | 0.6804 | 32 | 0.5390 | 32 | 0.7443 | 31 | 0.5214 | 34 |
| формула (X-B), Q 4.63 м ³ /с | | Ковкий чугун | | Стеклопластик GRP | | Бетон | | Пластик | |
| D (мм) | V м/с | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) |
| 1600 | 2.302 | 2.2492 | 14 | 1.7256 | 18 | 2.6086 | 11 | 1.7256 | 18 |
| 1800 | 1.8194 | 1.2673 | 22 | 0.9723 | 25 | 1.46988 | 20 | 0.9723 | 25 |
| 2000 | 1.4737 | 0.7586 | 26 | 0.58205 | 28 | 0.8798 | 25 | 0.58205 | 28 |
| формула (Д-В), Q 4.63 м ³ /с | | Ковкий чугун | | Стеклопластик GRP | | Бетон | | Пластик | |
| D (мм) | V м/с | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) | Hf (м/км) | P(мН2O) |
| 1600 | 2.302 | 2.3571 | 14 | 1.76871 | 16 | 2.5937 | 10 | 1.6778 | 19 |
| 1800 | 1.8194 | 1.2857 | 22 | 0.9858 | 24 | 1.4099 | 20 | 0.9425 | 26 |
| 2000 | 1.4737 | 0.7485 | 27 | 0.5854 | 27 | 0.8181 | 26 | 0.5632 | 29 |

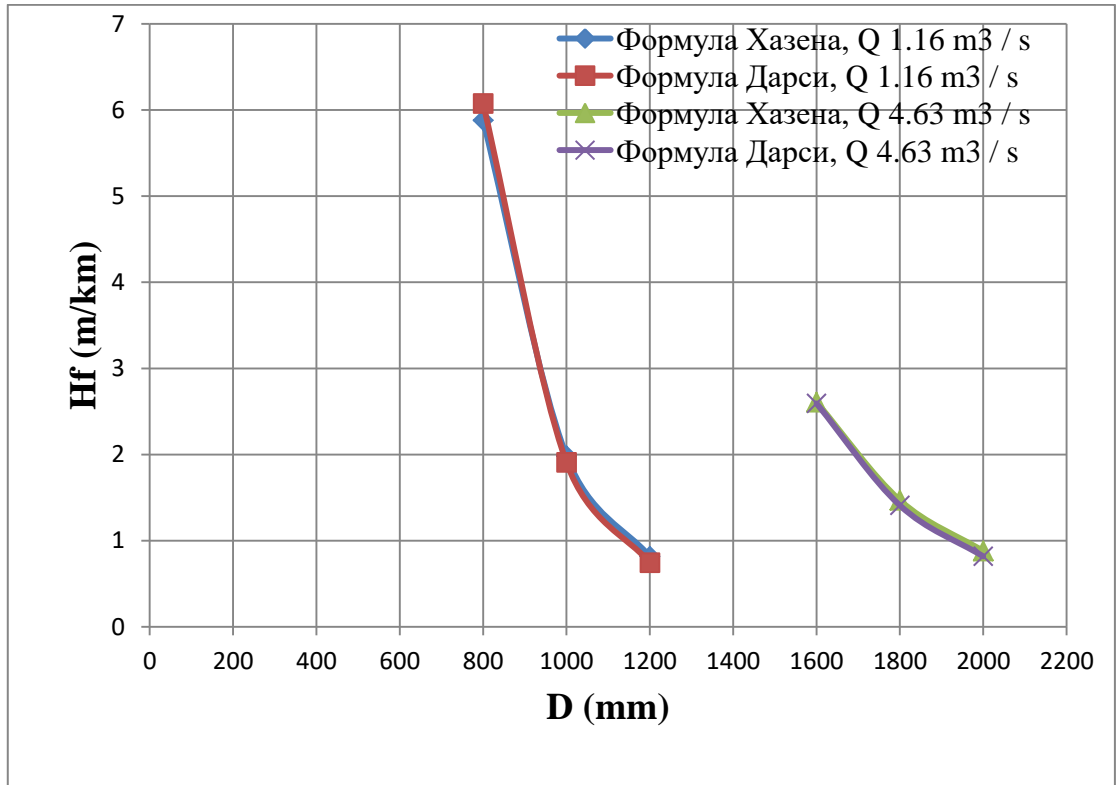
На Рисунке 1.10 показана разница потерь напора, полученная с использованием формул (Д-В) и (Х-В), в зависимости от диаметра трубы для четырех материалов и двух вариантов.



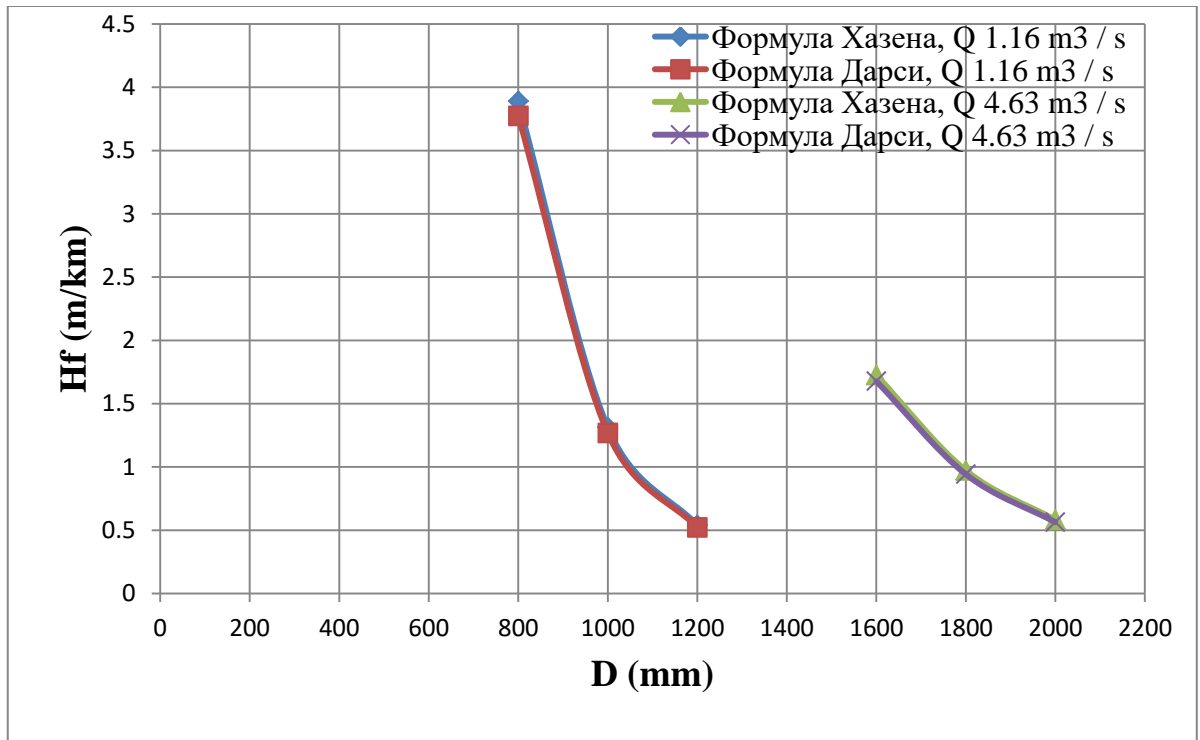
а. Ковкий чугун



б. стеклопластик GRP



с. Бетон



d. Пластик

Рисунок 1.10 Зависимость потери напора от диаметра трубы для различных материалов: а. Ковкий чугун, б. стеклопластик GRP, с. Бетон, d. Пластик

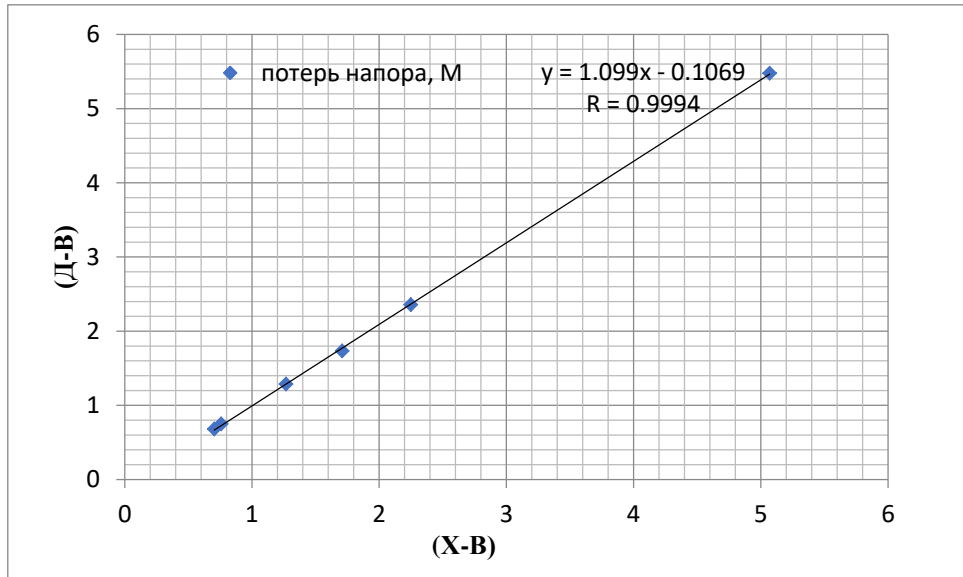
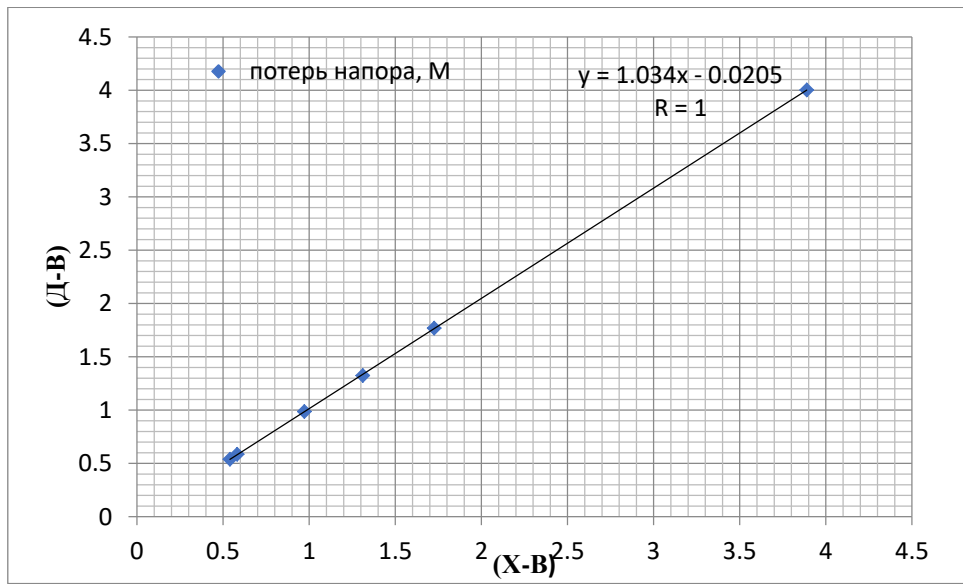
Как видно из рис.1.10, увеличение потерь напора может наблюдаться при уменьшении диаметра трубы как для формулы Дарси – Вейсбаха также и для Хазена – Вильямса. Результаты также показали, что значения потерь напора в двух формулах были близки для всех материалов труб и для двух расходов воды.

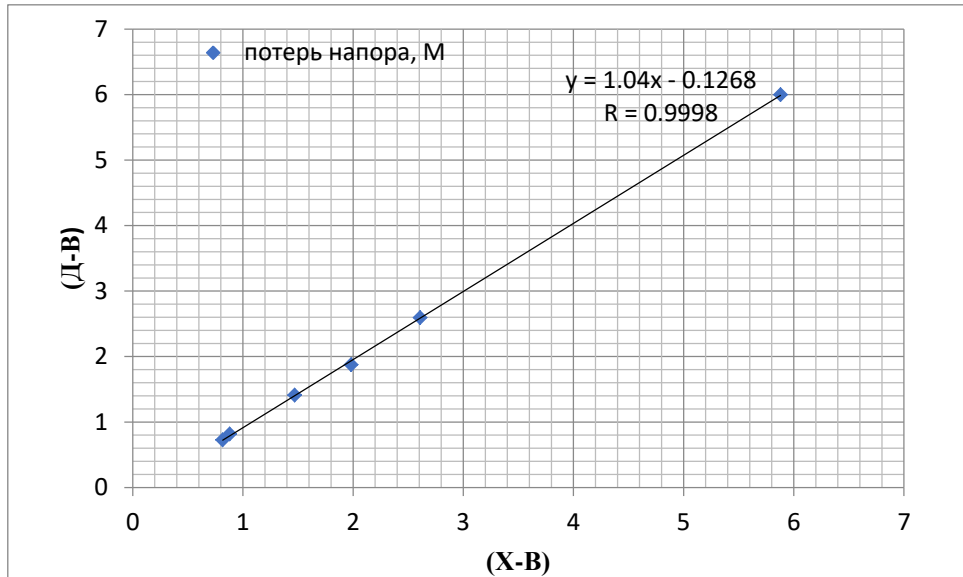
Для первого варианта, самые высокие значения потерь напора были при диаметре **800 мм**, они составили 6.0757 м/км для бетона в формуле Дарси, в то время как самое низкое значение для того же диаметра, было 3.7736 м/км для пластика в той же формуле, из-за разной шероховатости и материала труб.

Как видно из рисунок 1.10, самые высокие значения потерь напора были при диаметре **1600 мм**, это было 2.6086 м / км для бетона в формуле Хазена, в то время как наименьшее значение для того же диаметра, составляло 1.6778 м / км для пластика в формуле Дарси.

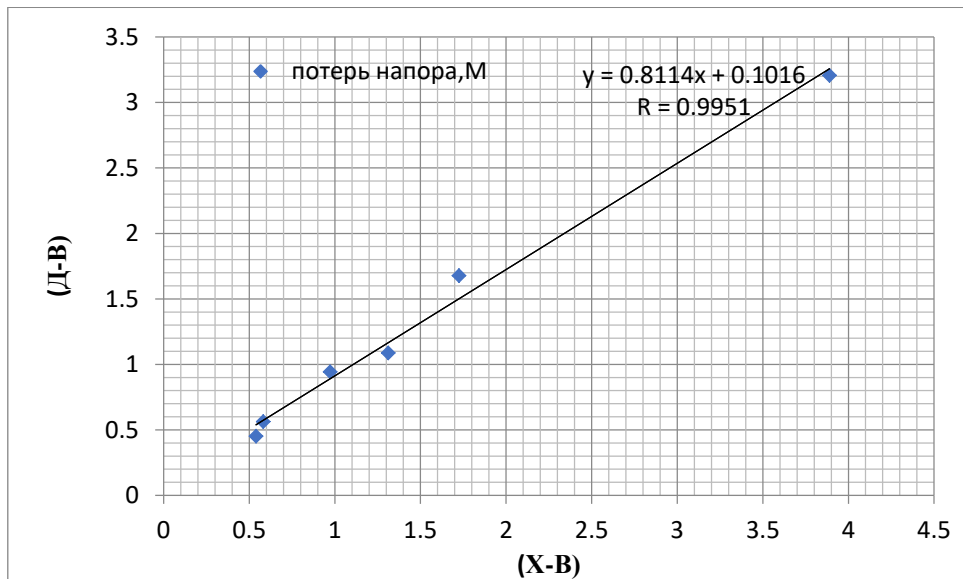
Это согласуется с исследованием, которое показало, что увеличение диаметра трубы приводит к уменьшению потери напора [50]. Хотя важно принять оба уравнения потерь напора, в некоторых современных исследованиях использовалось одно уравнение потери напора [51,52].

Основная часть анализа данных состоит в том, чтобы сравнить значения потерь напора, полученные по двум уравнениям и определить коэффициент корреляции. Получены значения потерь напора для труб из четырех материалов при двух вариантах расхода воды. На рисунке 1.11. представлены зависимости потерь напора между формулами Дарси-Вейсбаха и Хазена-Вильямса.

*a**b*



c



d

Рисунок 1.11 Зависимости потерь напора между формулами Дарси-Вейсбаха и Хазена-Вильямса: а.Ковкий чугун, б.стеклопластик GRP, с.Бетон, д.Пластик.

Из рисунка, 1.11 зависимости между значениями потерь напора являются линейными, Для ковкого чугуна:

$$y = 1.099 * x - 0.1069 \quad (1.7)$$

(1.7) можно переписать в терминах изучаемых переменных как (Д-В) и (Х-В):

$$(Д_В) = 1.099 \times (Х_В) - 0.1069 \quad (1.7)$$

То же самое и с остальными материалами труб:

$$\text{Для GRP } (Д_В) = 1.034 \times (Х_В) - 0.0205 \quad (1.8)$$

$$\text{Для бетона } (Д_В) = 1.04 \times (Х_В) - 0.1268 \quad (1.9)$$

$$\text{Для пластика } (Д_В) = 0.8114 \times (Х_В) + 0.1016 \quad (1.10)$$

Где (Д-В) и (Х-В) - потери напора в метрах на километр (м/км) трубы, полученной с помощью формулы Дарси-Вейсбаха и формулы Хазена-Вильямса соответственно. Линия тренда R оказалась равной 0.9994, 1, 0.9998 и 0.9951 для труб из ковкого чугуна, стеклопластика GRP, бетона и пластика, указывает на статистическую точность.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1

1. При использовании очищенных сточных вод в городе Кербела дефицит воды снизится в среднем на 54.6 % от общего водопотребления на сельскохозяйственные нужды. После подключения к центральной канализации всех районов города количество очищенных сточных вод должно увеличиться в среднем в 2-2.5 раза (30-35%), что практически решит проблему орошаемого земледелия.

2. Очищенные сточные воды могут использоваться в сельскохозяйственных целях для орошения только определенных культур (ограниченное орошение), таких как кормовые культуры и лен, в соответствии с иракскими стандартами качества воды для орошения сельскохозяйственных земель.

3. Программные продукты Bentley WaterCAD отличаются техническими, экономическими расчетами, расчетами энергии и качества воды по сравнению с другими программными продуктами. Поэтому для проектирования и анализа трубопроводов для транспортировки очищенных сточных вод в городе Кербела был выбран WaterCAD V8i.

4. Получена зависимость, которую можно использовать для прямого определения потерь напора, полученных с помощью формулы (Д-В), без расчета коэффициента гидравлического сопротивления и числа Рейнольдса, когда доступно соответствующее значение по формуле (Х-В) для аналогичных параметров потока.

5. Коэффициент корреляции для потери напора между формулами (Х-В) и (Д-В) близки по значению и дают хорошую сходимость, так как коэффициент детерминации между ними приблизительно равен единице.

Глава 2. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОНОВАНИЕ ВЫБОРА ПАРАМЕТРОВ ТРУБ И СИСТЕМЫ ТРАНСПОРТИРОВКИ ВОДЫ ДЛЯ ОРОШЕНИЯ НА ПРИМЕРЕ АДМИНИСТРАТИВНОГО ГОРОДА КЕРБЕЛА (ИРАК)

2.1 Подбор оптимальных параметров труб

Резервы энерго и ресурсосбережения в системах подачи и распределения воды в значительной мере могут быть реализованы путем рациональной организации гидравлических режимов в трубопроводах, которую можно определить с применением современных методов математического и компьютерного моделирования[53-57].

В работе рассматриваются напорные трубы для подачи жидкости на дальние расстояния и распределения очищенных сточных вод на орошение сельскохозяйственных земель [58-61].

Из-за ошибок в проектировании имеют место проблемы, с ростом затрат на транспорт воды, энергетические и материальные потери и т.д. [62].

Основные энергетические затраты происходят из-за потерь напора в системе и преодоления гидравлических сопротивлений при транспортировке и распределении воды [63-65].

Расчет потерь напора в системе транспортировки и распределения могут быть определены: с помощью формулы Ф.А. Шевелева (СНиП 2.04.02-84* «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения»); формулой Хазена –Вильямса (в основном используются в зарубежной практике); потери напора по формуле Дарси – Вейсбаха с учетом потерь в запорной арматуре; потери напора насосного оборудования, которая аппроксимирует его рабочую характеристику.

В предыдущих исследованиях других авторов рассматривался выбор оптимальных параметров труб. В [66] цель авторов – оптимизировать

спроектированную систему распределения воды с использованием модели WaterGEMS. Darwin Designer в WaterGEMS был применен для поиска оптимального диаметра трубы для подачи необходимого количества воды при удовлетворительном давлении для конечных пользователей. Результаты показали, что максимальное давление до оптимизации составляло 31.1 м, а после оптимизации – 38.1 м. Минимальное давление составляет 7.9 м и во время пиковой нагрузки достигает 16 м. Результаты этого исследования показали, что модель WaterGEMS является многообещающим подходом для оптимального определения размеров труб при проектировании водораспределительных сетей и графиков работы насосов.

В работе [67] программные обеспечения WaterCAD и WaterGEMS были использованы для сравнительной оценки работоспособности системы распределения воды Федерального сельскохозяйственного университета Макурди. Также был проведен стационарный анализ для определения гидравлических параметров, таких как давление, скорость, потеря напора и скорость потока. Результат статистического анализа показал, что оба симулятора могут использоваться взаимозаменяемо, поскольку статистических различий не было.

В работе [68] исследовали системы подачи воды, спроектированные и разработанные с использованием программного обеспечения WaterGEMS. Калибровка модели была выполнена для минимизации разницы между наблюдаемым и смоделированным давлением. Кроме того, он оптимизирует дистрибьюторскую сеть с точки зрения производительности и стоимости. Наконец, авторы пришли к выводу, что WaterGEMS является более совершенной вычислительной системой для гидравлического моделирования и программного обеспечения проектирования с помощью различных программных приложений.

Одной из главных задач системы сельскохозяйственного водоснабжения является обеспечение необходимым количеством и качеством воды для полива культур [69]. В последние годы для проектирования систем водоснабжения используются различные пакеты прикладных компьютерных программ и математические модели [70,71,72]. С их помощью можно производить

гидравлические расчеты потока в трубах, подбирать оптимальный диаметр труб, определить скорости движения воды при определенных расходах и т.д., [73, 74,75].

Одной из задач в работе определение оптимального диаметра труб для магистральной сети, транспортирующей очищенные сточные воды в городе Кербела (Ирак), с использованием программного обеспечения WaterCAD V8i.

Для того, чтобы обеспечить подачу воды на орошаемые сельскохозяйственные земли необходимо:

1) проложить схему трассировки подачи воды по трубопроводам, проложенным под землей;

2) подобрать оптимальный диаметр и материал трубопроводов;

3) обеспечить бесперебойную подачу очищенных сточных вод.

Способ транспортировки воды по открытому каналу был невыгоден из-за климатических условий региона, потому что значительная часть воды терялась на испарение. При транспортировке воды по трубам рассмотрены два варианта: 1) при расходе воды $Q = 1.16 \text{ м}^3/\text{с}$, диаметрах труб от 800 до 1200 мм, 2) при расходе воды $Q = 4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, диаметрах труб от 1600 до 2000 мм. В качестве источника водоснабжения используются повторно очищенные сточные воды с городских станций очистки. В городе построена новая станция очистки сточных вод с производительностью $4.63 \text{ м}^3/\text{с}$., но в данный момент производится сброс воды расходом $1.16 \text{ м}^3/\text{с}$ [76].

В связи с этим, в наших вариантах заложены существующие и проектируемые расходы сброса очищенных сточных вод.

Программное обеспечение WaterCAD, разработано для проектирования и анализа работы водопроводной сети и предлагает оптимальные решения, независимо от типа сети, то есть сеть может быть разветвленной, замкнутой или комбинацией разветвленной и замкнутой [77-80].

В нашем случае рассматривается магистральная сеть, которая решается также с помощью программного обеспечения WaterCAD. Кроме того, в расчетах использован Darwin Designer, более усовершенствованный инструмент в WaterCAD,

позволяющий найти решения с минимальными эксплуатационными затратами. Фиксированная стоимость учитывает затраты на материалы труб.

В работе приняты стоимость материала труб без учёта строительных работ и эксплуатация трубы в течение одного года без учёта амортизационных затрат.

В работе приняты 4 вида материала труб (ковкий чугун, стеклопластик GRP, бетон, пластик).

Итак, необходимо определить оптимальный диаметр труб, с учетом минимальных энергозатрат на транспортирование воды.

$$C_t = C_f + C_o \quad (2.1)$$

$$C_t = \sum_{f=1}^{N_{PP}} C_f L_f + \sum_{t=1}^{N_{Pm}} C_o L_t, \quad (2.2)$$

где C_t – общая стоимость, \$/год; C_f – фиксированная стоимость в год, \$/м, при диаметре D , мм; L_f – длина i -й трубы, м; N_{pp} – количество труб; C_o – эксплуатационные расходы, \$/год; L_t – длина t -й трубы, м, и N_{pm} – тип материала трубы.

Для этого исследования давление и скорость ограничены: P равно от 6 соответственно до 40 м и V от 0.6 до 3 м/с.

В расчете используется стоимость трубы на единицу длины для разного сортамента материала труб.

2.1.1 Построение схемы транспортирования воды

Схема транспортирования очищенных сточных вод между двумя станциями в городе Кербела построена с использованием программного обеспечения WaterCAD V8i. В программу заложена карта местности со всеми отметками и зданиями. Для обеспечения транспортировки воды принимается напорная система трубопроводов с использованием насосного оборудования. Подбор и размещение насосного оборудования также производились с помощью программного обеспечения

WaterCAD V8i. Для четырех типов материалов труб использовались разные начальные диаметры:

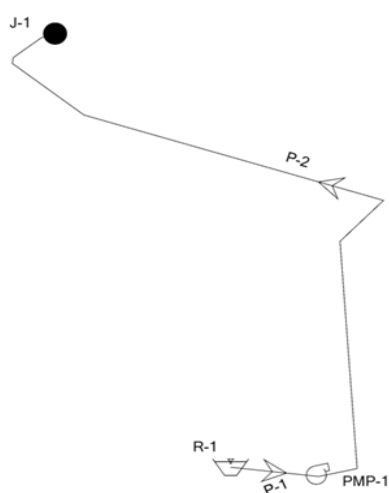
1) для первого варианта диаметр труб в диапазоне от 800–1200 мм и расход $=1.16 \text{ м}^3/\text{с}$;

2) для второго варианта диаметр труб в диапазоне от 1600–2000 мм и расход $=4.63 \text{ м}^3/\text{с}$ – (Рисунок 2.1).



а. Расположение новой станции и мелиорированных земель

Scenario: Base



б. Расчётная схема

Рисунок 2.1 Схема транспортировки очищенных сточных вод на мелиорированные земли в городе Кербела. R-1 – источник воды, представляющий новые очистные сооружения; P-1 участок от новой станции до насоса; РМР-1 насос; P-2 – от насоса до мелиорированных земель; J – подача воды на мелиорированные земли.

2.2 Предварительная оценка затрат на транспортирование воды

Фиксированная стоимость (C_f) трубопровода, L выражается как:

$$C_f = P \times L \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad (2.3)$$

Где C_f – фиксированная стоимость в год (\$ / год), P – стоимость единицы длины трубы (\$), L – длина трубы (м), i – процентная ставка, учитывающая срок окупаемости (в нашей работе затраты рассчитывались на один год, поэтому этот параметр не учитывался, (дробь), n – срок службы трубы (лет).

Стоимость эксплуатации (C_o) также зависит от следующих факторов:

$$C_o = f(d, Q, hf, t, C_e, \eta) \quad (2.4)$$

Годовые эксплуатационные расходы на преодоление трения составляют:

$$C_o = \frac{0.746 \rho g Q h_f \times C_e \times t}{75 \eta} \quad (2.5)$$

При подстановке значения $h_f = \frac{8 \lambda l Q^2}{\pi^2 g d^5}$ в уравнении (2.5)

$$C_o = \frac{8.103 \times 10^{-3} \times \rho \times Q^3 \times l \times \lambda \times C_e \times t}{\eta \times d^5} \quad (2.6)$$

Годовые потери мощности из-за трения (PS) рассчитываются в киловатт-часах в виде:

$$PS = \frac{0.746 \times \rho g \times Q \times h_f \times t}{75 \eta} \quad (2.7)$$

Таким образом, $C_t = C_f + C_o$

$$C_t = P \times L \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} + \frac{8.103 \times 10^{-3} \times \rho \times Q^3 \times l \times \lambda \times C_e \times t}{\eta d^5} \quad (2.8)$$

Где d – диаметр трубы (м), Q – расход ($\text{м}^3/\text{сек}$), hf – потери напора из-за трения (м), t – часы работы насоса, час / год, C_e – стоимость электроэнергии ($\$ / \text{КВтч}$), η – КПД энергоблока (фракция), P – цена за единицу длины трубы ($\$ / \text{м}$), i – процентная ставка, (дробь) (в нашей работе затраты рассчитывались на один год, поэтому не учитывались), n – срок службы трубы (лет), C_t – общая стоимость в год ($\$ / \text{год}$), C_f – фиксированная стоимость в год ($\$ / \text{год}$), C_o – эксплуатационные расходы в год ($\$ / \text{год}$) и L – длина трубы (м).

2.3 Критерии выбора оптимальных параметров труб

В расчете используется стоимость трубы на единицу длины для разного сортамента материала труб. Цены на трубы в расчетах соответствуют ценам для административного округа Кербел. Здесь используется эмпирическое уравнение, связывающее цену с диаметром:

$$P = a(d)^b \quad (2.9)$$

где P = цена за единицу длины ($\$$), d = диаметр (мм), a и b = константы.

Критерии выбора самой экономичной трубы - это диаметр, при котором сумма фиксированных и переменных затрат в год минимальны. Общая стоимость состоит из фиксированных затрат и эксплуатационных затрат. Фиксированная стоимость зависит от первоначальной стоимости и гарантийного срока службы оборудования[81,82]. Переменная стоимость - это функция потери напора (hf); расхода (Q), количества часов, в которой система работала в году. Потери напора были определены (hf) с помощью формулы Дарси - Вайсбаха и Хазена - Вильямса с использованием WaterCad V8i. На Рисунке 2.2 представлена схема распределения затрат в зависимости от диаметра трубы.

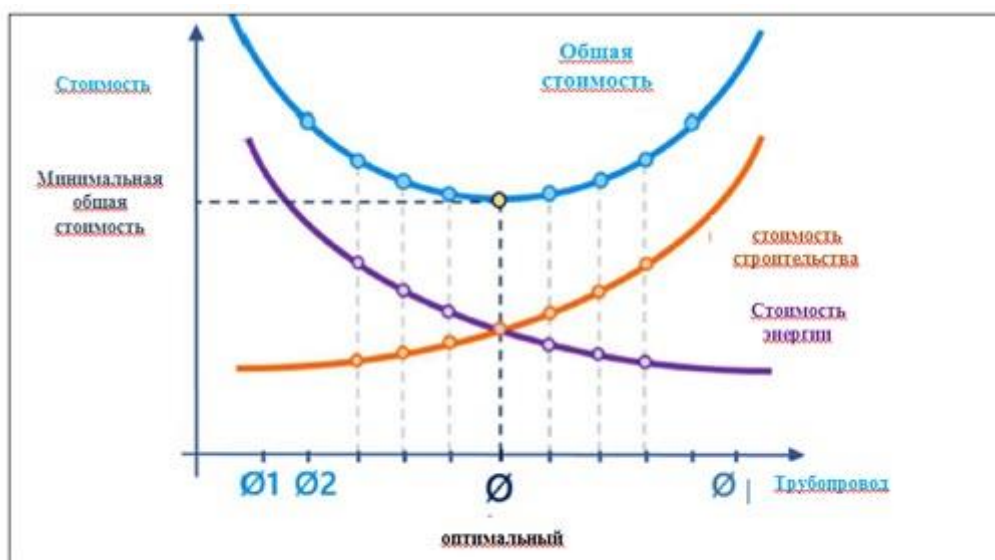


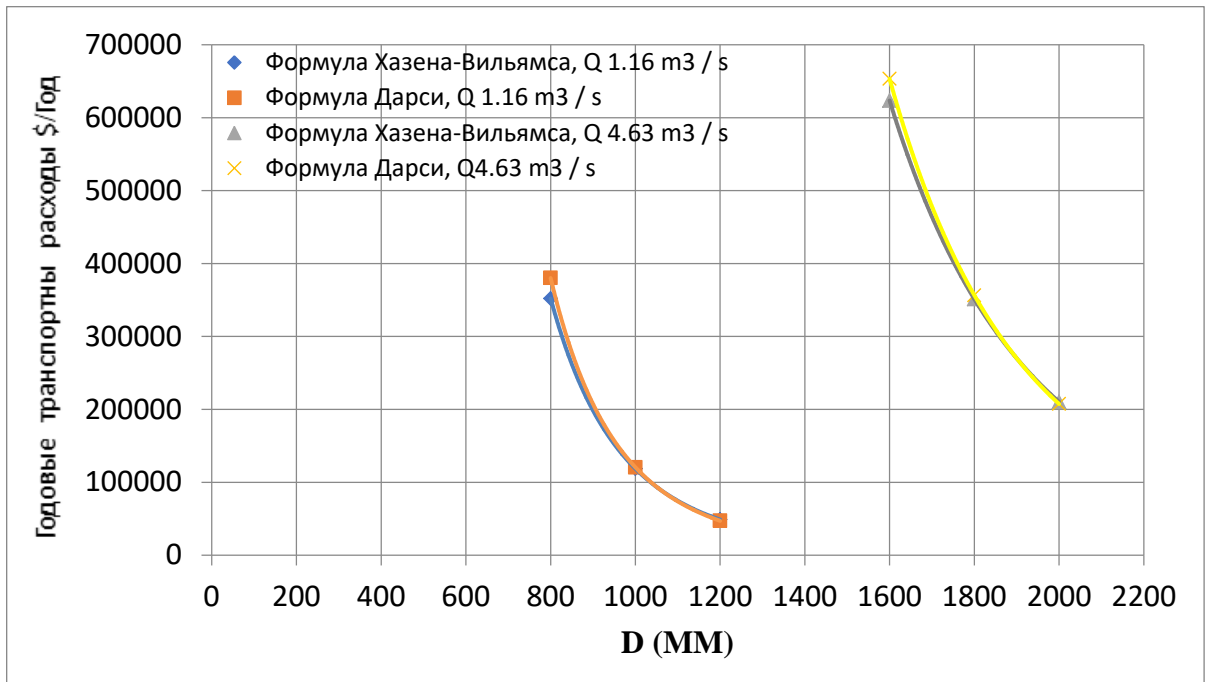
Рисунок 2.2 Упрощенная схема затрат на работу насосного оборудования в зависимости от диаметра трубопровода: с увеличением диаметра затраты на прокладку трубы (строительство) растут, но потери напора уменьшаются, что подразумевает снижение затрат на электроэнергию [81]

2.4 Сравнительный анализ

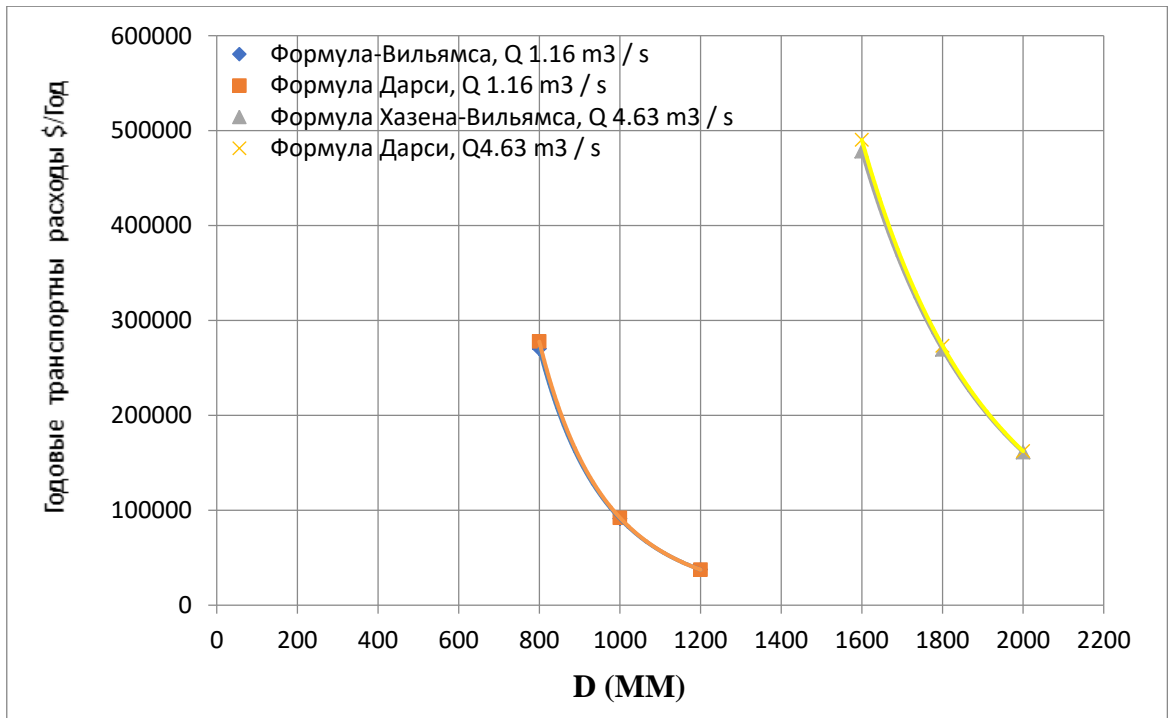
Сравнительную оценку и выбор наилучшего варианта трубопроводов, а также подбор насосного оборудования, определение гидравлических сопротивлений в этих коммуникациях можно проводить методами моделирования. С помощью программно-вычислительного комплекса WaterCAD V8i выполнены гидравлические расчеты для труб разного диаметра и из различных материалов. Потери напора в системе рассчитывались с использованием формулы Дарси - Вейсбаха и Хазена - Вильяма. Выбор оптимального диаметра труб является одной из главных задач в системе подачи воды и водоотведения[83].

При проведении анализа затрат используются два типа: стоимость труб и затраты на транспортирование воды. На Рисунке 2.3 показана взаимосвязь между годовыми затратами на транспортировку воды и диаметрами труб из четырех

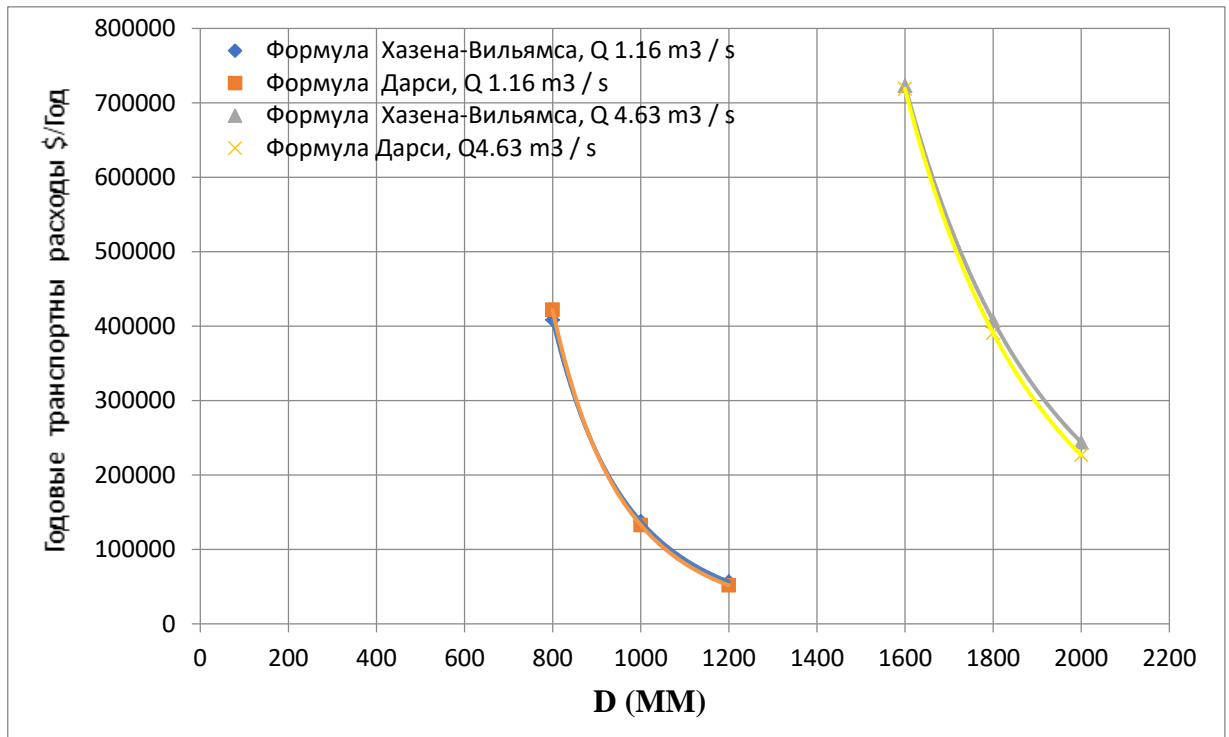
различных материалов. Расстояние передачи между новой станцией и мелиорированной землей составляет 8200 м.



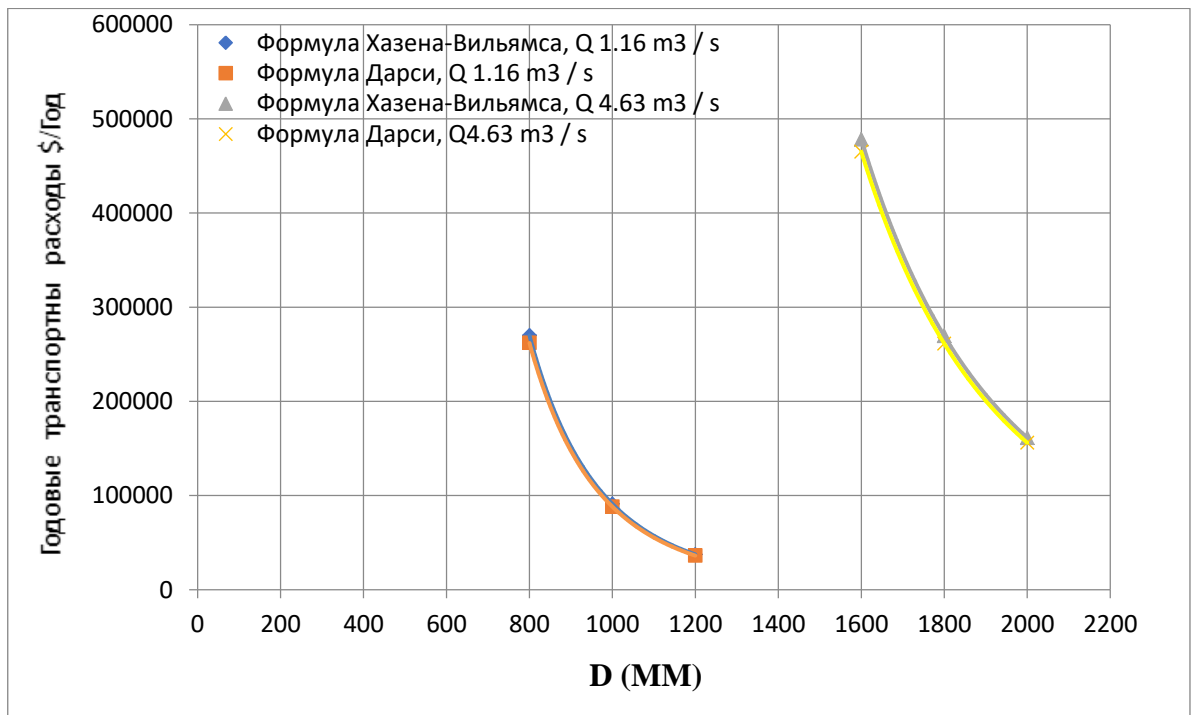
а. Ковкий чугун



б. Стеклопластик GRP



c. Бетон



d. Пластик

Рисунок 2.3 Соотношение годовых затрат на транспортировку воды и диаметров труб для четырех материалов

В целом, увеличение годовой стоимости транспортировки воды можно наблюдать по мере уменьшения диаметра трубы для обоих уравнений из-за потерь напора.

Для двух расходов после расчета потери напора годовые затраты на перекачку воды были рассчитаны с использованием уравнения (2.5). Для первого варианта результаты показали, что самые высокие годовые затраты на транспорт воды были для диаметра 800 мм, что составляет 421951.9143 долларов из бетона, а самые низкие 36215.81 долларов для диаметра 1200 мм для пластика. Для второго варианта результаты показали, что самые высокие годовые затраты на транспортировку воды были для диаметра 1600 мм, что составляет 723 108.9055 долларов для бетона, а самые низкие 156124.11 долларов для диаметра 2000 долларов из пластика.

Стоимость эксплуатации включает количество энергии, потребляемой во время транспортировки воды для преодоления потери напора в трубах различного диаметра. Эксплуатационные затраты были оценены для одного года, при этом они уменьшаются с увеличением диаметра трубы для всех типов труб. Стоимость эксплуатации зависит от различных факторов, таких как диаметр трубы, скорость нагнетания, потери напора из-за трения, часы работы насоса в год, стоимость электроэнергии на киловатт-час и т.д.

Чтобы вывести экспоненциальное математическое уравнение между стоимостью и диаметром, были выбраны трубы разных диаметров из разных материалов. Были выбраны четыре различных материала труб (Ковкий чугун, стеклопластик, бетон и пластик). С помощью полученной математической формулы были произведены расчеты стоимости для всех материалов труб диаметром от (800-1200 мм) для первого варианта и (1600-2000 мм) для второго варианта. Цены на материалы труб соответствуют ценам в административном округе Кербел.

Таблица 2.1 Стоимость труб за 1 погонный метр длины из разного материала в зависимости от диаметра

| Диаметр, мм | Ковкий чугун, \$/м | Стеклопластик GRP, \$/м | Бетон, \$/м | Пластик, \$/м |
|----------------|--------------------------|-------------------------------|----------------|------------------|
| 800 | 294 | 160 | 327 | 230 |
| 1000 | 360 | 227 | 488 | 345 |
| 1200 | 442 | 302 | 678 | 481 |
| 1600 | 405 | 473 | 1136 | 812 |
| 1800 | 427 | 569 | 1403 | 1006 |
| 2000 | 449 | 671 | 1696 | 1219 |

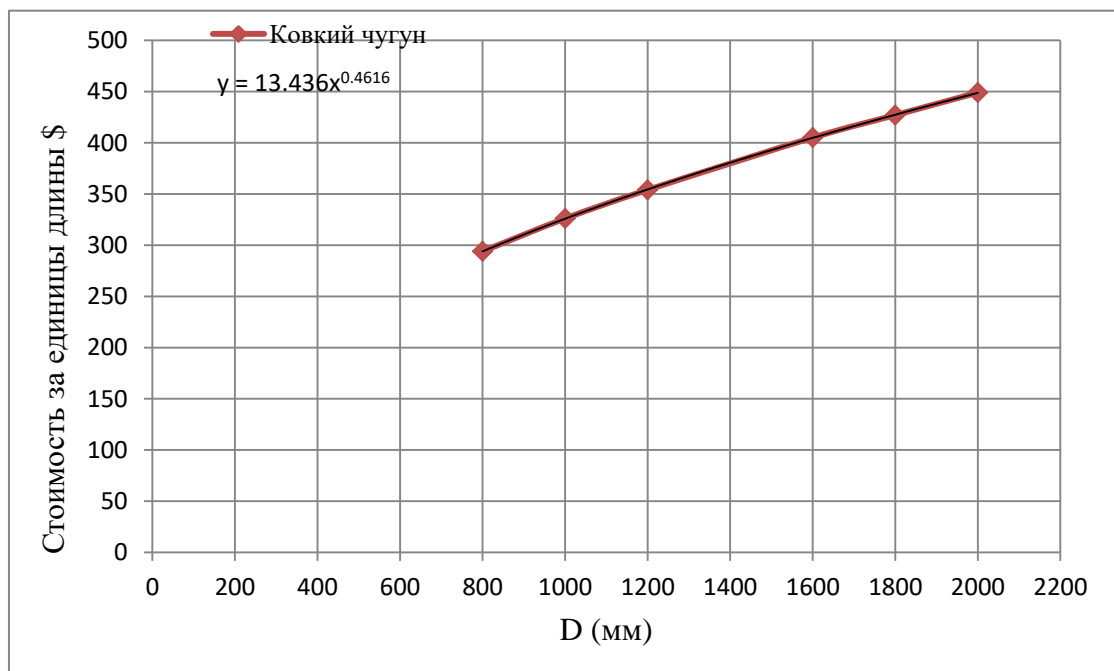
Соотношение стоимости труб за 1 погонный метр длины из разного материала в зависимости от диаметра показано на рисунке 2.4. Из этого рисунка очевидно, что существует связь между стоимостью и диаметром труб из различных материалов. На основе графиков были разработаны уравнения кривой между текущей стоимостью (P) и диаметром трубы (d), изготовленной из различных материалов.

$$\text{Для ковкого чугуна} \quad P = 13.472 d^{0.4612} \quad (2.10)$$

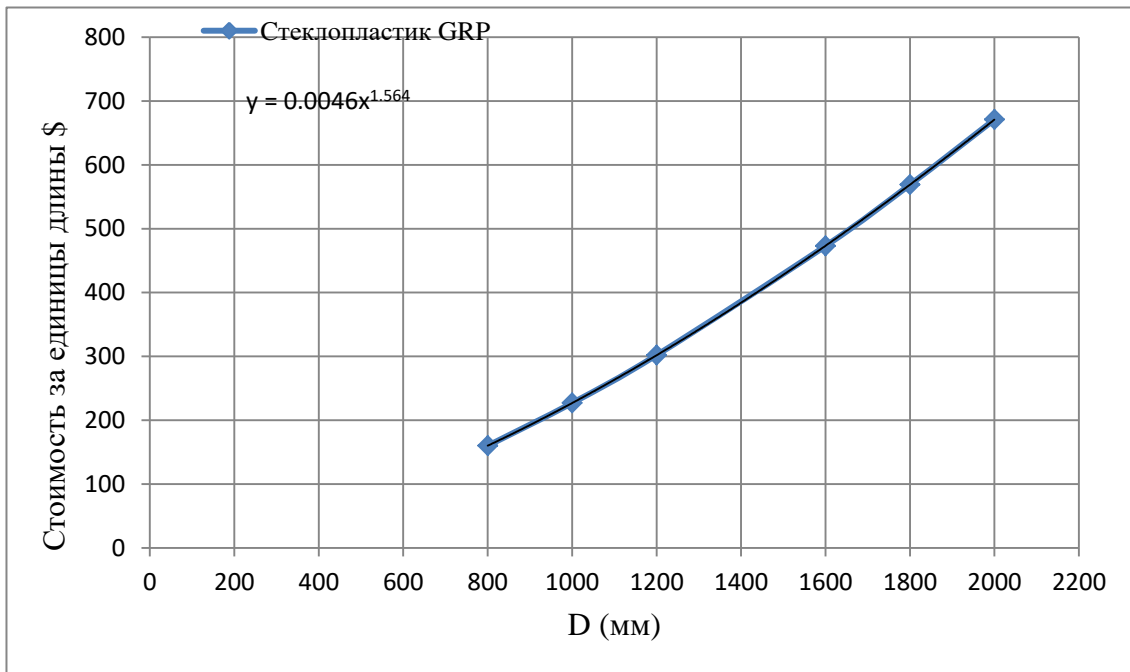
$$\text{Для стеклопластик GRP} \quad P = 0.0046 d^{1.5644} \quad (2.11)$$

$$\text{Для бетона} \quad P = 0.002 d^{1.7959} \quad (2.12)$$

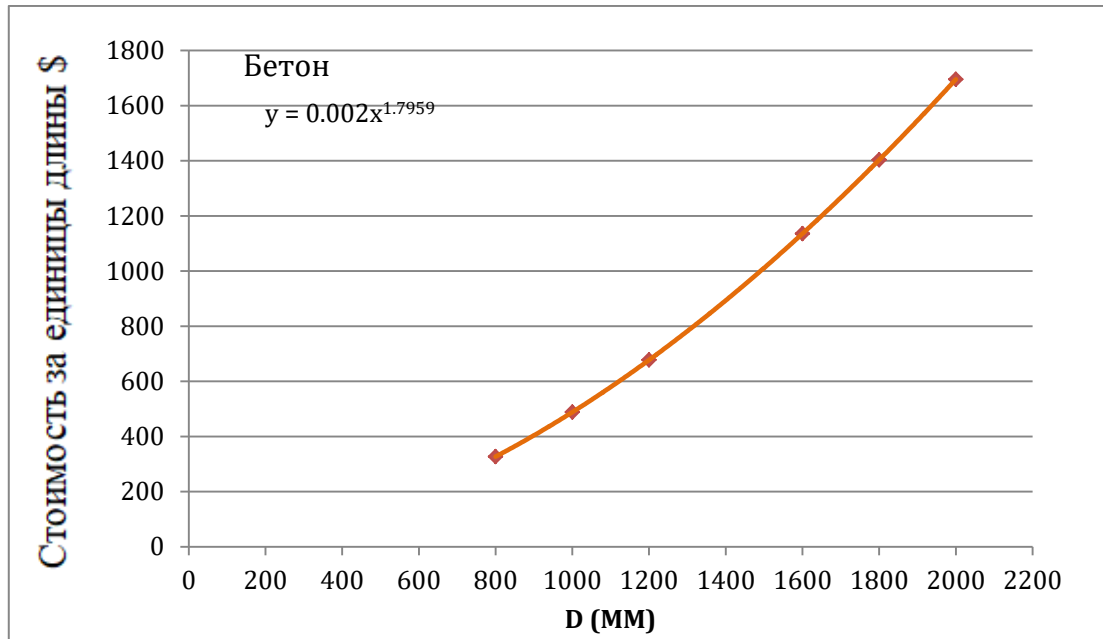
$$\text{Для пластика} \quad P = 0.0012 d^{1.8197} \quad (2.13)$$



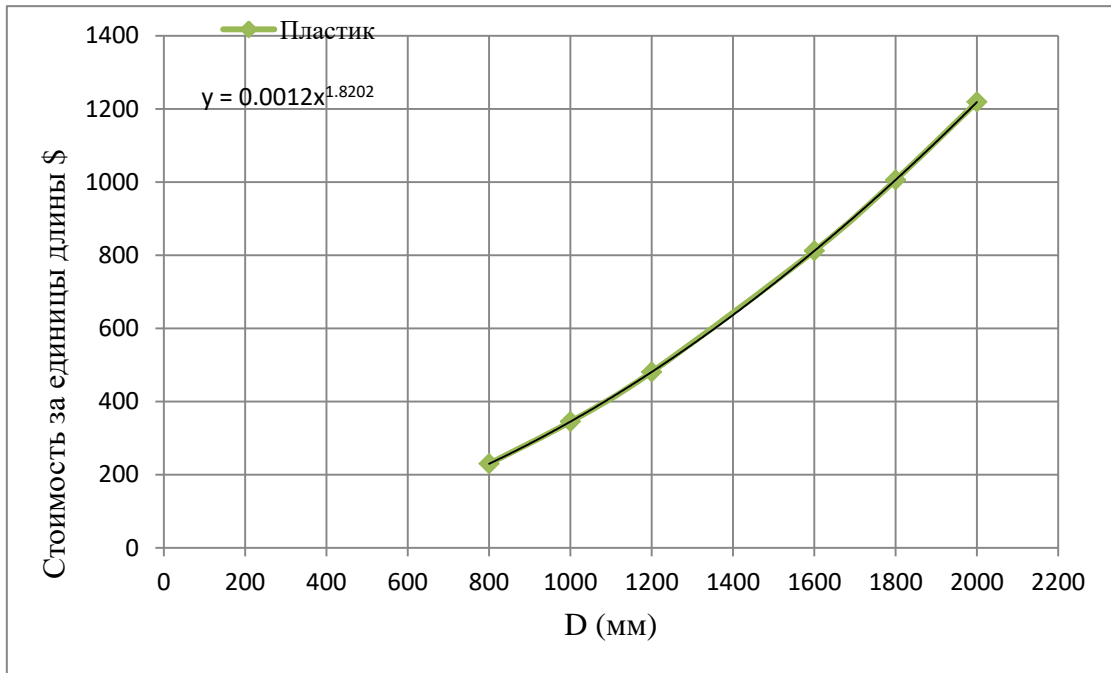
а. Ковкий чугун



б. Стеклопластик GRP



с. Бетон



d. Пластик

Рисунок 2.4 Соотношение между стоимостью за единицу длины и диаметром для четырех типов труб

Фиксированная стоимость выбранных труб была сформулирована с учетом зависимости диаметра стоимости через уравнение (2.9) фиксированных затрат для выбранных труб приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 Значения фиксированной стоимости для труб из разных материалов

| Название трубы | Фиксированная стоимость (C_f) |
|-------------------|---|
| Ковкий чугун | $13.472 d^{0.4612} \times L \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$ |
| Стеклопластик GRP | $0.0046 d^{1.5644} \times L \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$ |
| Бетон | $0.002 d^{1.7959} \times L \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$ |
| Пластик | $0.0012 d^{1.8197} \times L \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$ |

Где d – диаметр трубы (м), P – цена за единицу длины трубы (\$ / м), i – процентная ставка, (дробь) (в нашей работе затраты рассчитывались на один год,

поэтому не учитывались), n – срок службы трубы (лет), C_f – фиксированная стоимость в год (\$ / год), C_o – эксплуатационные расходы в год (\$ / год) и L – длина трубы (м).

Потери напора в системе рассчитывались с использованием формулы Дарси–Вейсбаха. В расчётах для определения потерь напора используется формула Дарси–Вейсбаха как показано из главы 1 значение потерь напора вычисленные по формуле Дарси - Вейсбаха выше. Годовые затраты на транспортировку сточных вод на 1 п. м. (погонный метр) длины для четырех типов труб рассчитывались по формуле (2.5).

В таблице 2.3 показаны предварительная оценка эксплуатационных расходов на транспортировку воды на 1 п. м. трубопровода для двух вариантов.

Таблица 2.3 Предварительная оценка эксплуатационных затрат на транспортировку воды за единицы длины трубы разных диаметров и материалов

| Диаметр, мм | Ковкий чугун (\$/год) | Стеклопласт ик GRP (\$/год) | Бетон (\$/год) | Пластик (\$/год) |
|----------------|-----------------------------|-----------------------------------|-------------------|---------------------|
| Первый вариант | | | | |
| 800 | 46.4 | 33.9 | 51.5 | 31.9 |
| 1000 | 14.7 | 11.2 | 16.2 | 10.7 |
| 1200 | 5.8 | 4.6 | 6.3 | 4.4 |
| Второй вариант | | | | |
| 1600 | 79.7 | 59.8 | 87.7 | 56.7 |
| 1800 | 43.5 | 33.3 | 47.7 | 31.9 |
| 2000 | 25.3 | 19.8 | 27.7 | 19.0 |

В целом увеличение годовой стоимости транспортировки воды можно наблюдать при уменьшении диаметра трубы для обоих вариантов из-за увеличения потери напора.

Данные таблиц 2.1, 2.3 использованы для расчета оптимального диаметра и типа материала трубы в системе подачи и распределения воды на мелиорированные земли. На Рисунке 2.5 показаны диаметр, абсолютный коэффициент шероховатости и цена материала трубы с указанием транспортных расходов на метр длины и типа каждой трубы.

Darwin Designer (Optim. Main Pipe line + cost transporting.wtg)

Design Events Design Groups Rehabilitation Groups Cost/Properties Design Type Notes

Cost pipe+ cost transporting
Cost 4 material +cost transporting 1 model
Solutions
Solution 1

New Pipe
New Pipe -1
Rehabilitation

| Material | Diameter (mm) | Darcy-Weisbach e (m) | Unit Cost (\$/m) |
|--------------|---------------|------------------------|------------------|
| GRP | 800.0 | 0.000030 | 193.90 |
| GRP | 1,000.0 | 0.000030 | 238.20 |
| GRP | 1,200.0 | 0.000300 | 306.60 |
| Ductile Iron | 800.0 | 0.000300 | 340.40 |
| Ductile Iron | 1,000.0 | 0.000300 | 340.70 |
| Ductile Iron | 1,200.0 | 0.000300 | 359.80 |
| Concrete | 800.0 | 0.000500 | 378.50 |
| Concrete | 1,000.0 | 0.000500 | 504.20 |
| Concrete | 1,200.0 | 0.000500 | 684.30 |
| PVC | 800.0 | 0.000010 | 261.90 |
| PVC | 1,000.0 | 0.000010 | 355.70 |
| PVC | 1,200.0 | 0.000010 | 485.40 |

а. Первый вариант

Darwin Designer (Optim. Main Pipe line + cost transporting 2 model.wtg)

Design Events Design Groups Rehabilitation Groups Cost/Properties Design Type Notes

Cost pipe+ cost transporting
New Optimized Design Run - 1
Solutions
Solution 1

New Pipe
New Pipe -1
Rehabilitation

| Material | Diameter (mm) | Darcy-Weisbach e (m) | Unit Cost (\$/m) |
|--------------|---------------|------------------------|------------------|
| GRP | 1,600.0 | 0.000003 | 532.00 |
| GRP | 1,800.0 | 0.000003 | 602.30 |
| GRP | 2,000.0 | 0.000003 | 690.00 |
| Ductile Iron | 1,600.0 | 0.000300 | 484.70 |
| Ductile Iron | 1,800.0 | 0.000300 | 470.50 |
| Ductile Iron | 2,000.0 | 0.000300 | 524.30 |
| Concrete | 1,600.0 | 0.000500 | 1,223.70 |
| Concrete | 1,800.0 | 0.000500 | 1,450.70 |
| Concrete | 2,000.0 | 0.000005 | 1,723.70 |
| PVC | 1,600.0 | 0.000001 | 868.70 |
| PVC | 1,800.0 | 0.000001 | 1,037.90 |
| PVC | 2,000.0 | 0.000001 | 1,238.00 |

Б. Второй вариант

Рисунок 2.5 Тип материала, диаметр и стоимость погонного метра длины труб, используемых в программе WaterCAD V8i, для первого и второго вариантов

Результаты вычисления модели свидетельствуют что, оптимальный диаметр для первого варианта составлял 800 мм из пластика при стоимости 2173770 долларов (цена трубы на весь участок 8200 км) и стоимость транспортировки в год . Результаты второго варианта составили 1600 мм для стеклопластик GRP стоимостью 4 415 600 долларов. На Рисунке 2.6 показаны результаты обоих вариантов.

| Darwin Designer (Optim. Main Pipe line +cost transporting.wtg): Cost 4 material +cost transporting 1 model | | | | |
|---|--------------|---|-----------------------------------|---|
| Design Group Results | | | | |
| Design Group | Pipe | Material | Darcy-Weisbach e (m) | |
| Design Group - P-1 | P-1 | PVC | 0.000010 | |
| Design Group - P-2 | P-2 | PVC | 0.000010 | |
| Diameter (mm) | Cost (\$) | | | |
| 800.0 | 26,190.00 | | | |
| 800.0 | 2,147,580.00 | | | |
| Rehabilitation Group Results | | | | |
| Rehabilitation Group | Pipe | Design Rehabilitation Action | Cost (\$) | |
| | | | | |
| Pressure Results | | | | |
| Design Event | Element | Required Minimum Pressure (m H2O) | Required Maximum Pressure (m H2O) | Simulated Pressure (m H2O) |
| GRP, Duct.D800-1200 mm | J-1 | 6 | 40 | 7 |
| Violation (m H2O) | | | | |
| 0 | | | | |
| Velocity Results | | | | |
| Design Event | Element | Minimum Velocity (m/s) | Maximum Velocity (m/s) | Simulated Velocity (m/s) |
| Violation (m/s) | | | | |
| | | | | |
| Optim. Main Pipe line +cost transporting.wtg 1/5/2023 | | Bentley Systems, Inc. Haestad Methods Solution Center 27 Siemon Company Drive Suite 200 W Watertown, CT 06795 USA +1-203-755-1666 | | Bentley WaterCAD V8i (SELECTseries 6) [08.11.06.58] Page 1 of 1 |

а. Первый вариант

| Darwin Designer (Optim. Main Pipe line +cost transporting 2 model.wtg): New Optimized Design Run - 1 | | | | |
|---|--------------|---|-----------------------------------|---|
| Design Group Results | | | | |
| Design Group | Pipe | Material | Darcy-Weisbach e (m) | |
| Design Group - P-1 | P-1 | GRP | 0.00003 | |
| Design Group - P-2 | P-2 | GRP | 0.00003 | |
| Diameter (mm) | Cost (\$) | | | |
| 1,600.0 | 53,200.00 | | | |
| 1,600.0 | 4,362,400.00 | | | |
| Rehabilitation Group Results | | | | |
| Rehabilitation Group | Pipe | Design Rehabilitation Action | Cost (\$) | |
| | | | | |
| Pressure Results | | | | |
| Design Event | Element | Required Minimum Pressure (m H2O) | Required Maximum Pressure (m H2O) | Simulated Pressure (m H2O) |
| GRP, Duct.D800-1200 mm | J-1 | 6 | 40 | 18 |
| Violation (m H2O) | | | | |
| 0 | | | | |
| Velocity Results | | | | |
| Design Event | Element | Minimum Velocity (m/s) | Maximum Velocity (m/s) | Simulated Velocity (m/s) |
| Violation (m/s) | | | | |
| | | | | |
| Optim. Main Pipe line +cost transporting 2 model.wtg 1/5/2023 | | Bentley Systems, Inc. Haestad Methods Solution Center 27 Siemon Company Drive Suite 200 W Watertown, CT 06795 USA +1-203-755-1666 | | Bentley WaterCAD V8i (SELECTseries 6) [08.11.06.58] Page 1 of 1 |

б. Второй вариант

Рисунок 2.6 Оптимизированный диаметр трубы с использованием WaterCAD V8i.

Также результаты показали, что давление и скорости в допустимых пределах.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2

Итак, с использованием программного обеспечения WaterCAD V8i спроектирована оптимальная система магистральных трубопроводов для транспортировки воды в городе Кербела (Ирак). Программное обеспечение дало возможность произвести оптимальный выбор по диаметру и материалам труб с учетом проектных ограничений, т.е. давления, скорости. Кроме того, с помощью программы удалось произвести расчет затрат на подачу воды по трубопроводу и подобрать наиболее оптимальный вариант.

Как видно из результатов моделирования были получены следующие показатели:

1. Для первого варианта оптимальный диаметр труб при расходе $=1.16 \text{ м}^3/\text{с}$ составил 800 мм из пластика. Годовые эксплуатационные расходы на транспортировку и стоимость трубы для первого варианта равны 2173770 долларов.

2. Для второго варианта оптимальный диаметр труб при расходе $=4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, составил 1600 мм для стеклопластик GRP. Годовые эксплуатационные расходы на транспортировку и стоимость трубы для второго варианта составили 4 415 600 долларов.

ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК НАПОРНОГО ТРУБОПРОВОДА

3.1 Гидравлические исследования напорных труб из различных материалов

Для решения проблемы дефицита воды на орошение в г. Кербель (Ирак) впервые было принято решение по использованию очищенных сточных вод с городских очистных сооружений. Транспортирование воды от очистных сооружений до орошаемых земель осуществляется по трубопроводу в напорном режиме. В работе сравниваются результаты имитационного моделирования с использованием программы WaterCAD V8i при различных расходах в напорной системе подачи воды с результатами лабораторных исследований для трех типов материалов труб (1.стальная труба диаметром 100 мм с полимерным покрытием, 2. полиэтиленовая труба диаметром 100 мм и 3. стальная труба диаметром 100 мм с цементно-песчаным покрытием (диаметр 90 мм)). В работе проводится верификация результатов, полученных в программе WaterCAD V8i, с результатами экспериментов на различных типах труб. В ходе проведения гидравлических экспериментов изучались характеристики потока в широких диапазонах расходов[84,85].

3.1.1 Методика проведения экспериментов

Эксперименты проводились в лаборатории кафедры «Водоснабжение и водоотведение» Московского государственного строительного университета, схема

установки представлена на рисунке 3.1.



Рисунок 3.1 Общий вид гидравлического стенда

Для экспериментов использовались три трубы длиной 18 м из разных материалов. В состав установки входят пьезометры для измерения давления. Дополнительно имеются насосные агрегаты (рис. 3.2а), в состав которых входят два центробежных насоса марки АЦП-80А/130-3,0/2 (расход $43.2 \text{ м}^3/\text{ч}$, напор 13.6 м, $n=2900 \text{ об/мин}$), а также регулируемый компьютерный привод (рис. 3.2б).



а).



б).

Рисунок 3.2 Насосная установка (а) и шкаф управления с компьютером (б)

На линии гидравлического стенда (рисунок. 3.3) последовательно устанавливаются расходомеры двух различных типов — ультразвуковые УРС 002В и турбинные расходомеры номинальным диаметром 50 мм. Рисунок 3.4 изображает ультразвуковой дисплей и внешний вид турбинного расходомера.



Рисунок 3.3 Ультразвуковой и турбинный водомеры на подающей магистрали

а)



б)



Рисунок 3.4- Общий вид турбинного расходомера (а) и дисплей ультразвукового расходомера (б)

На (рис. 3.5а) показан гидравлический стенд для измерения объемного расхода, который включает в себя измерительный карман с калиброванным водомерным стеклом на конце накопительной емкости (на 100 л) (рис. 3.5б).



а)



б)

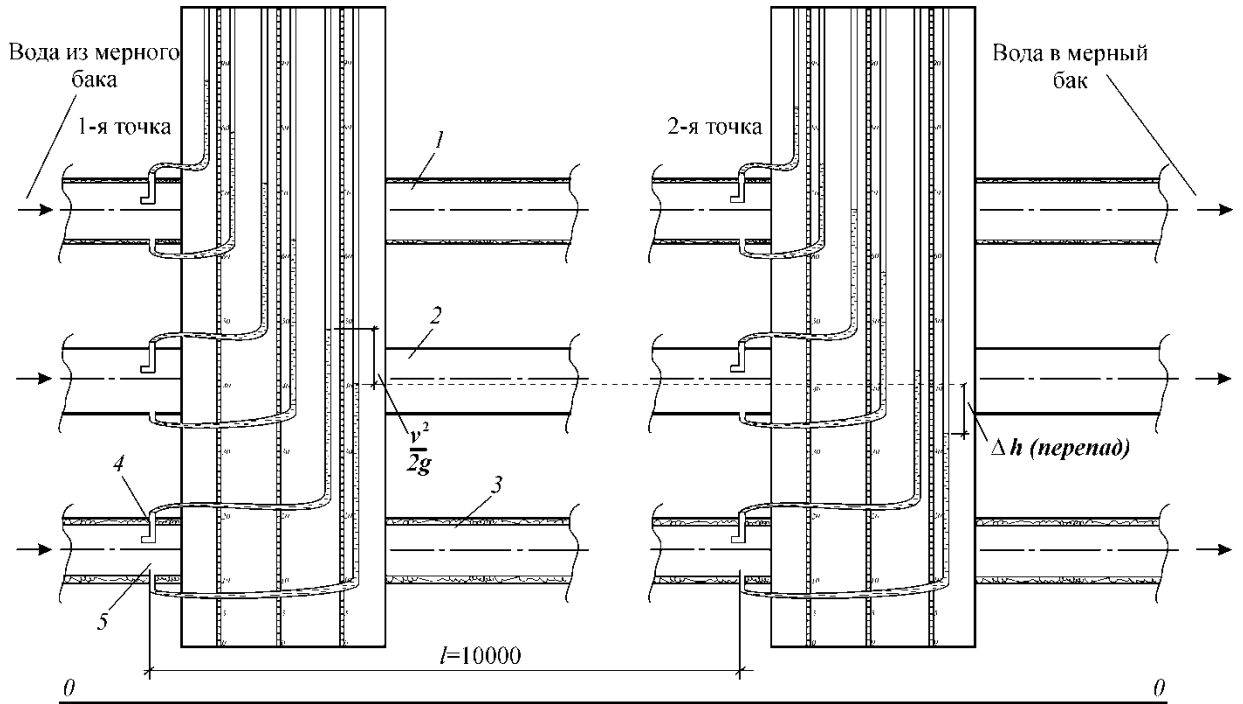
Рисунок 3.5 Узел измерения расхода объемным методом (а) с воронкой, гибким шлангом и мерным карманом на 100 л и оттарированное водомерное стекло (б)

Пьезометры и трубки Пито устанавливаются в двух точках трех трубопроводов на расстоянии 10 м друг от друга для измерения статического и динамического давления (рис. 3.6).



Рисунок 3.6 Фрагмент стенда с пьезометрами

Общий вид гидравлического стенда в виде эскиза представлен на рисунке 3.7.



$\frac{v^2}{2g}$ – скоростной напор; $l=10000$ - длина опытного участка трубопровода, м; Δh - разность показаний пьезометров;

1-тонкий полимерный рукав диаметром 100 мм; 2-полиэтиленовая труба диаметром 100 мм; 3-стальная труба с цементно-песчаным покрытием, диаметром 100 мм (с учетом защитного слоя внутренний диаметр нового трубопровода составляет 90 мм); 4-скоростная трубка Пито; 5-пьезометрическая трубка; $\theta-\theta$ - плоскость сравнения

Рисунок 3.7 Эскиз опытного гидравлического стенда

Для расчета гидравлических параметров в трубопроводах использовались следующие уравнения:

$$\text{- средняя скорость } V_{\text{cp}} \text{ (м/с)} \quad V_{\text{cp}} = Q_{\text{cp}} / \omega \quad (3.1)$$

где Q_{cp} - расходы воды (среднее значение, м³/с), ω - живое сечение (м²)

$$\text{-потери напора } \Delta h \text{ (м)} = H_{1\text{п}} - H_{2\text{п}} \quad (3.2)$$

$$\text{-коэффициент Дарси } \lambda = 2g\Delta h d / L V_{\text{cp}}^2 \quad (3.3)$$

где λ – коэффициент гидравлического сопротивления, g – ускорение свободного падения (м/с²), L -длина экспериментального участка.

По этому методу для гидравлических характеристик стальной трубы диаметром 100 мм с полимерным покрытием были рассчитаны значения соответствующих гидравлических параметров, которые представлены в таблице (3.1-3.3).

Таблица 3.1 Результаты экспериментов для стальной трубы диаметром 100 мм с полимерным покрытием

| Номер п.п. | Давление насоса H , м | Расходы воды Q , м ³ /с | Средняя скорость V_{cp} , м/с $V_{cp} = Q_{cp} / \omega$ | Потери напора Δh , м $\Delta h = H_{1n} - H_{2n}$ | Коэффициент Дарси λ $\lambda = 2g\Delta h d / LV_{cp}^2$ |
|------------|-------------------------|--------------------------------------|---|--|---|
| | | Среднее значение Q_{cp} | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | 12 | 0.006444 | 0.820892 | 0.05 | 0.0145579 |
| 2 | 12 | 0.00644 | 0.820382 | 0.05 | 0.0145759 |
| 3 | 12 | 0.0073 | 0.929936 | 0.075 | 0.0170159 |
| 4 | 12 | 0.008233 | 1.04879 | 0.093 | 0.0165884 |
| 5 | 12 | 0.008304 | 1.057834 | 0.1024 | 0.0179541 |
| 6 | 12 | 0.00868 | 1.105732 | 0.118 | 0.0189357 |
| 7 | 12 | 0.00862 | 1.098089 | 0.116 | 0.0188748 |
| 8 | 12 | 0.006698 | 0.853248 | 0.0560 | 0.0150916 |
| 9 | 12 | 0.00671 | 0.854777 | 0.0565 | 0.0151720 |
| 10 | 12 | 0.006796 | 0.865732 | 0.068 | 0.0178008 |
| 11 | 12 | 0.006801 | 0.866369 | 0.059 | 0.0154221 |
| 12 | 12 | 0.006873 | 0.875541 | 0.064 | 0.0163804 |
| 13 | 12 | 0.006929 | 0.882675 | 0.06 | 0.0125912 |
| 14 | 12 | 0.008707 | 1.109172 | 0.1175 | 0.0187387 |
| 15 | 12 | 0.0087391 | 1.113261 | 0.115 | 0.0182055 |
| 16 | 12 | 0.008733 | 1.112484 | 0.120 | 0.0190236 |

Таблица 3.2 Результаты экспериментов для полиэтиленовой трубы диаметром 100 мм

| Номер п.п. | Давление насоса Н, м | Расходы воды Q, м ³ /с | Средняя скорость V _{ср} , м/с V _{ср} = Q _{ср} / ω | Потери напора Δh, м Δh = H _{1п} – H _{2п} | Коэффициент Дарси λ λ = 2gΔhd / LV _{ср} ² |
|------------|----------------------|-----------------------------------|---|---|--|
| | | Среднее значение Q _{ср} | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 |
| 1 | 12 | 0.0014777 | 0.188242 | 0.004 | 0.022148 |
| 2 | 12 | 0.0023305 | 0.296879 | 0.011 | 0.024487 |
| 3 | 12 | 0.002688 | 0.34242 | 0.0135 | 0.02259 |
| 4 | 12 | 0.003466 | 0.441529 | 0.0355 | 0.035728 |
| 5 | 12 | 0.0036938 | 0.470548 | 0.025 | 0.022153 |
| 6 | 12 | 0.003865 | 0.492357 | 0.036 | 0.029137 |
| 7 | 12 | 0.0040884 | 0.520815 | 0.044 | 0.031826 |
| 8 | 12 | 0.005426 | 0.69121 | 0.065 | 0.028335 |
| 9 | 12 | 0.0055354 | 0.705146 | 0.0725 | 0.028607 |
| 10 | 12 | 0.005646 | 0.719236 | 0.083 | 0.03148 |
| 11 | 12 | 0.005784 | 0.736815 | 0.0745 | 0.026924 |
| 12 | 12 | 0.0064916 | 0.826955 | 0.0655 | 0.018792 |
| 13 | 12 | 0.0065789 | 0.838076 | 0.1015 | 0.028353 |
| 14 | 12 | 0.0066738 | 0.850166 | 0.085 | 0.027688 |
| 15 | 12 | 0.0067506 | 0.859949 | 0.087 | 0.029715 |
| 16 | 12 | 0.0084201 | 1.072624 | 0.179 | 0.030525 |

Таблица 3.3 Результаты экспериментов для стальной трубы диаметром 100 мм с цементно-песчаным

| Номер п.п. | Давление насоса H , м | Расходы воды Q , м ³ /с | Средняя скорость V_{cp} , м/с $V_{cp} = Q_{cp} / \omega$ | Потери напора Δh , м $\Delta h = H_{1n} - H_{2n}$ | Коэффициент Дарси λ $\lambda = 2g\Delta h d / LV_{cp}^2$ |
|------------|-------------------------|--------------------------------------|---|--|---|
| | | Среднее значение Q_{cp} | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | 12 | 0.0012966 | 0.203916 | 0.004 | 0.0102831 |
| 2 | 12 | 0.0019555 | 0.307541 | 0.012 | 0.0214914 |
| 3 | 12 | 0.0018327 | 0.2870321 | 0.0105 | 0.022481586 |
| 4 | 12 | 0.0026154 | 0.4113234 | 0.0185 | 0.02664001 |
| 5 | 12 | 0.0028722 | 0,4517103 | 0.03025 | 0,030676062 |
| 6 | 12 | 0.0043208 | 0.6795313 | 0.0405 | 0.0200000354 |
| 7 | 12 | 0.0045364 | 0.7134387 | 0.047 | 0.010317074 |
| 8 | 12 | 0.0048079 | 0.7561374 | 0.0475 | 0.017962188 |
| 9 | 12 | 0.0049933 | 0.7852952 | 0.052 | 0.01177662 |
| 10 | 12 | 0.0033898 | 0.5331131 | 0.03 | 0.01367089 |
| 11 | 12 | 0.0038534 | 0,6060234 | 0.0435 | 0,021750003 |
| 12 | 12 | 0.0041364 | 0.6505307 | 0.041 | 0.015060858 |
| 13 | 12 | 0.0043253 | 0.680239 | 0.047 | 0.014842108 |
| 14 | 12 | 0.0058916 | 0.9265707 | 0.079 | 0.015626376 |
| 15 | 12 | 0.0059652 | 0.9381457 | 0.085 | 0.015532997 |
| 16 | 12 | 0.0061611 | 0.9689549 | 0.101 | 0.018089554 |

Как видно из табл. (3.1-3.3), с увеличением расхода воды в трубе увеличиваются значения всех гидравлических параметров, кроме коэффициента гидравлического трения. Это связано с тем, что существует обратная зависимость между коэффициентом гидравлического трения и числом Рейнольдса, которое зависит от скорости потока. Зависимость между потерями напора и расходом для труб из различных материалов изображена на рисунке 3.8.

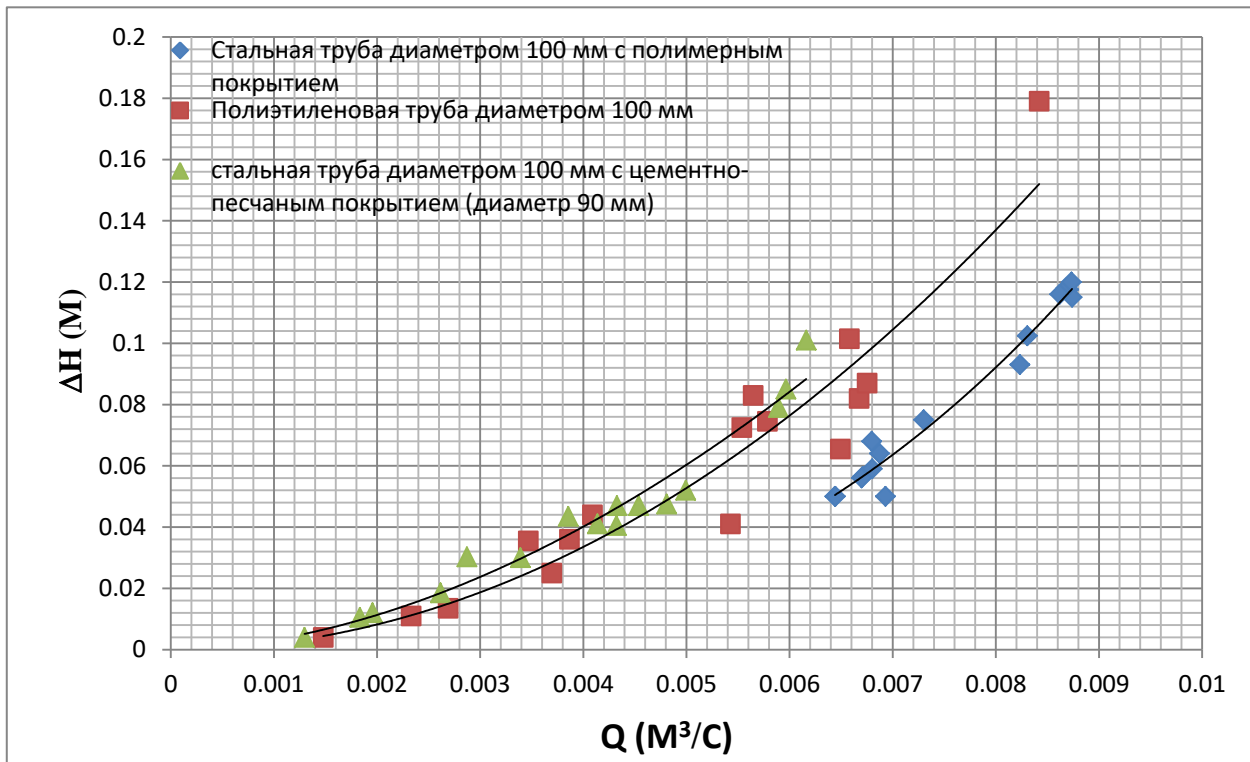


Рисунок 3.8 Зависимость между потерями напора и расходом для труб из различных материалов

Необходимо отметить, что стальная труба диаметром 100 мм с полимерным покрытием имела наименьшие потери напора по сравнению с полиэтиленовой трубой. Также было отмечено, что стальная труба диаметром 100 мм с цементно-песчаным покрытием (диаметр 90 мм) имела самые большие потери по сравнению с другими типами, так как чем меньше диаметр трубы, тем больше потери напора.

3.2 Сравнение результатов эксперимента с результатами, полученными с использованием традиционных методов и программного обеспечения

WaterCAD V8i

Для моделирования гидравлического режима воды в трубе использовалась программа WaterCAD V8i. Выполнены гидравлические расчеты для труб разного диаметра и из различных материалов. Потери напора в системе рассчитывались по формуле Дарси–Вейсбаха. Результаты эксперимента, программы и традиционных методов для стальной трубы диаметром 100 мм с полимерным покрытием при различных расходах в таблице 3.4. Программа использует уравнение Свами-Джайна для расчета коэффициента гидравлического сопротивления, а формула Дарси–Вейсбаха использовалась в лабораторных исследованиях только для получения коэффициента гидравлического сопротивления.

Таблица 3.4 Стальная труба диаметром 100 мм с полимерным покрытием

| Номер п.п. | Расходы воды Q, м ³ /с | λ (Свами-Джайн) | λ (Альтшуль) | Δh (эксперимент) | Δh (Свами-Джайн) | Δh (Альтшуль) | Δh (Хазена-Вильямса) | Re |
|------------|-----------------------------------|-------------------------|----------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|------------------------------|--------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 1 | 0.00644 | 0.019186417 | 0.019248485 | 0.05 | 0.065748652 | 0.065961348 | 0.064757001 | 81185 |
| 2 | 0.006698 | 0.019042213 | 0.019080716 | 0.056 | 0.070587685 | 0.070730412 | 0.069643081 | 84437 |
| 3 | 0.00671 | 0.019035694 | 0.019073123 | 0.0565 | 0.070816587 | 0.070955583 | 0.069874315 | 84588 |
| 4 | 0.006929 | 0.018919497 | 0.018937652 | 0.06 | 0.075053671 | 0.075125692 | 0.074156166 | 87349 |
| 5 | 0.0073 | 0.018733861 | 0.018720731 | 0.075 | 0.08248866 | 0.082430845 | 0.081676284 | 92026 |
| 6 | 0.008233 | 0.018319989 | 0.018234994 | 0.093 | 0.102603616 | 0.102127589 | 0.102053505 | 103788 |
| 7 | 0.00862 | 0.018167035 | 0.018054773 | 0.116 | 0.111537223 | 0.110847986 | 0.111114515 | 108667 |
| 8 | 0.008707 | 0.018133966 | 0.018015761 | 0.1175 | 0.113592884 | 0.112852433 | 0.113200211 | 109763 |
| 9 | 0.008733 | 0.018124173 | 0.018004204 | 0.12 | 0.114210584 | 0.113454593 | 0.113826984 | 110091 |
| 10 | 0.008739 | 0.018121881 | 0.018001499 | 0.115 | 0.11435573 | 0.113596077 | 0.113974265 | 110168 |

Как видно из таблицы 3.4, экспериментальные, рассчитанные программой и традиционными методами, потери напора близки по значению. Эти результаты аналогичны результатам, полученным в работе [86]. Авторы рассматривают вопросы, связанные с двумя экспериментами: экспериментом с использованием ручного манометра в лаборатории с большим разнообразием диаметров и типов труб, гладких и шероховатых водопроводных труб, и экспериментами с использованием программного обеспечения WaterCAD V8i. Полученные значения скорости и потери напора имеют прямую положительную связь как со скоростью, так и со значением потери напора, полученным методом экспериментов. Ограничением исследования является то, что диаметры используемых трубок малы (3.9, 7.5, 12.5, 17 и 18.5мм).

Сравнение результатов эксперимента с результатами, полученными с использованием традиционных методов и программного обеспечения WaterCAD V8i для потери напора на рисунке 3.9.

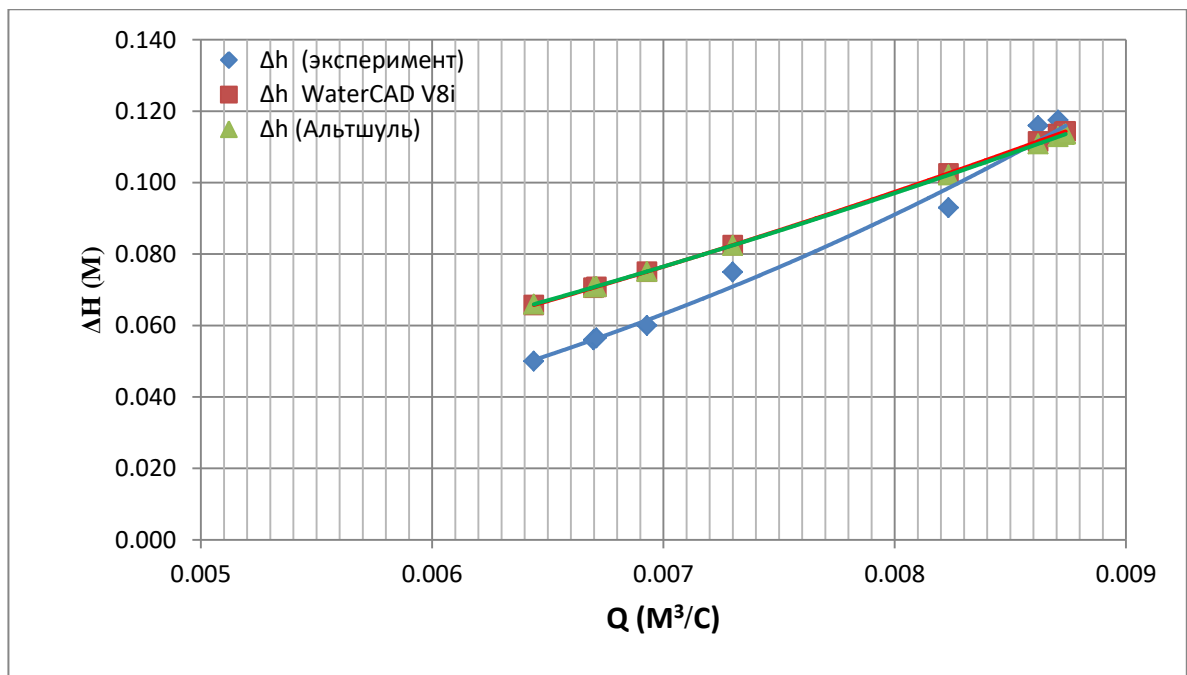


Рисунок 3.9 Сравнение результатов эксперимента с результатами, полученными с использованием традиционных методов и программного обеспечения WaterCAD V8i для потери напора

Из рисунка видно, что потери напора в программе WaterCAD V8i были несколько выше, чем в экспериментальных, а при увеличении расхода было

отмечено, что результаты практически идентичны. Зависимость между экспериментальной потерей напора и программным обеспечением WaterCAD V8i на рисунке 3.10.

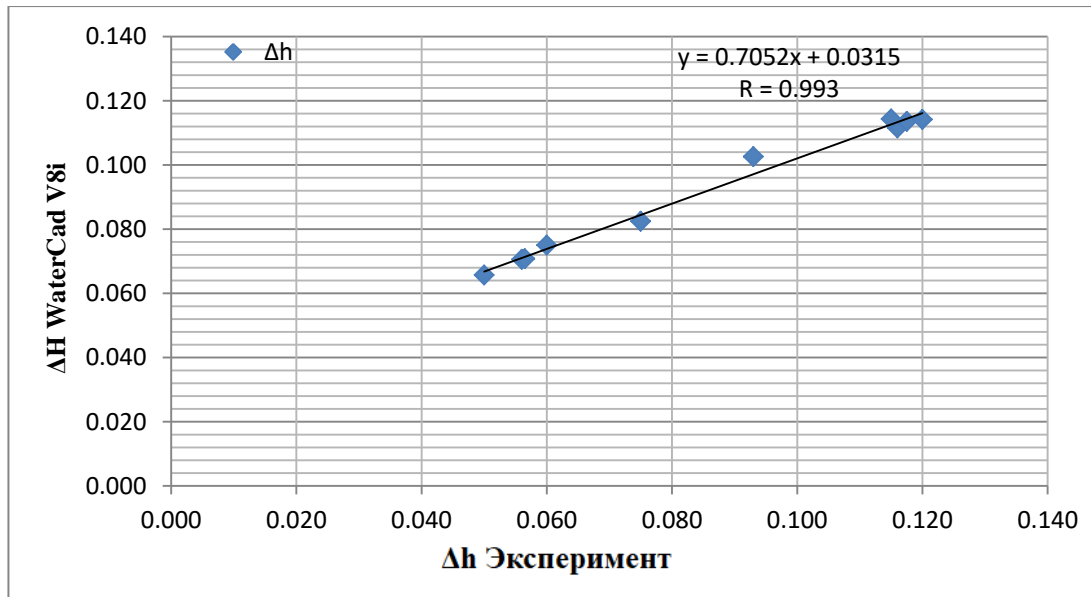


Рисунок 3.10 Зависимость между экспериментальной потерей напора и расчётной

Необходимо отметить, что коэффициент корреляции составил $R=0.993$. Измеренные и рассчитанные коэффициенты сопротивления при различных числах Рейнольдса показаны на рисунке 3.11.

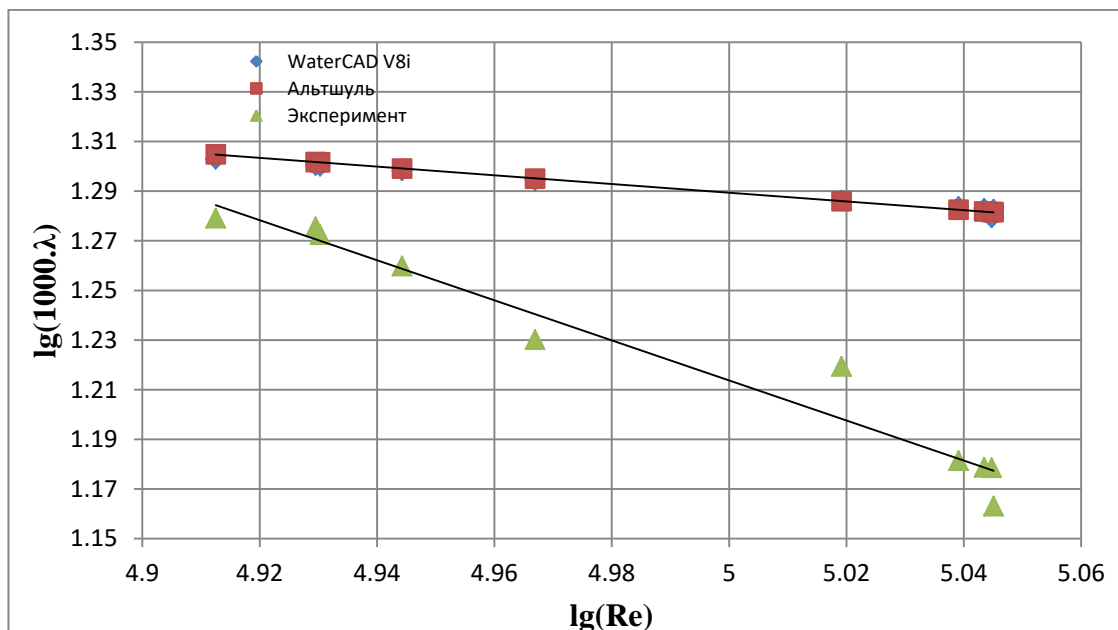


Рисунок 3.11 Зависимость между коэффициентом гидравлического сопротивления и числом Рейнольдса

Как видно из рисунка, результаты расчета числа Рейнольдса показали, что режим течения воды турбулентный. Программа использует уравнение Свами-Джайна для расчета коэффициента гидравлического сопротивления, в то время как формула Дарси использовалось в лабораторных исследованиях только для получения коэффициента гидравлического сопротивления. Эти результаты аналогичны результатам, полученным в работе [87]. Авторы рассматривают вопросы, связанные с гидравлическим экспериментом и потерями на трение коэффициенты оценивались с использованием 6 различных чисел Рейнольдса. Взаимосвязь между экспериментальным коэффициентом гидравлического сопротивления и программного обеспечения WaterCad V8i на рисунке 3.12.

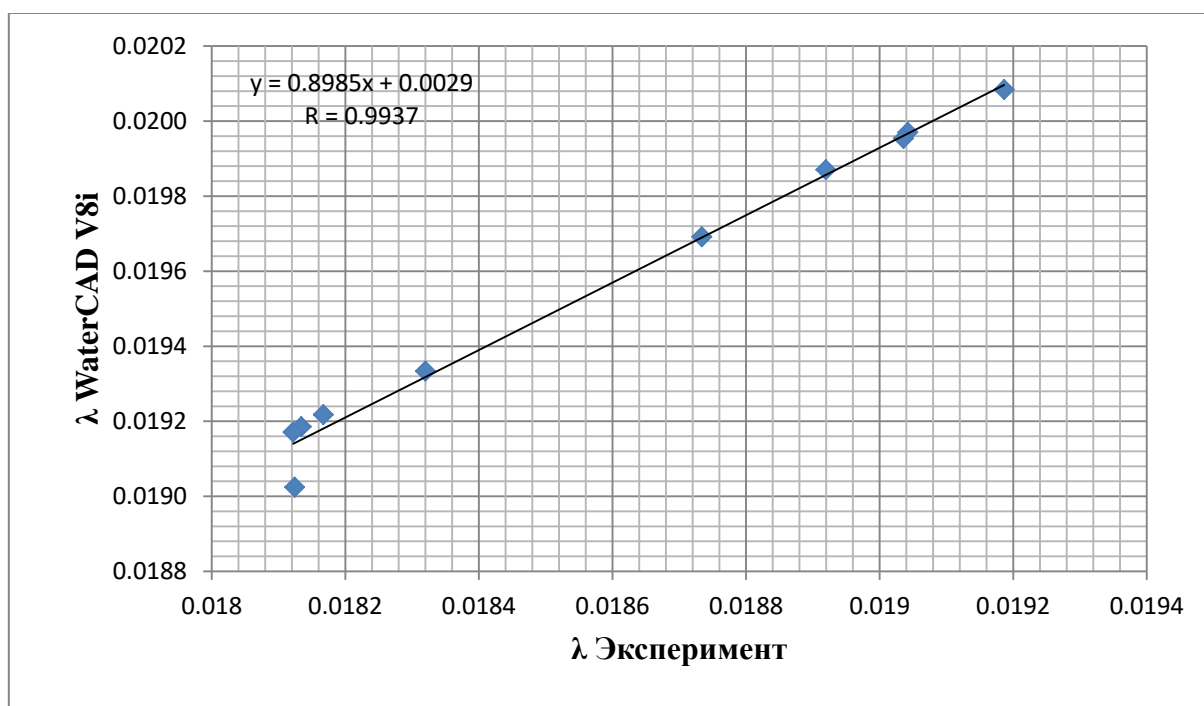


Рисунок 3.12 Взаимосвязь между экспериментальным коэффициентом гидравлического сопротивления и программного обеспечения WaterCad V8i

Необходимо отметить, что коэффициент корреляции $R=0.9937$. Результаты эксперимента, программы и традиционных методов для полиэтиленовой трубы диаметром 100 мм с полимерным покрытием при различных расходах приведены в таблице 3.5.

Таблица 3.5 Полиэтиленовая труба диаметром 100 мм

| Номер п.п. | Расходы воды Q , $\text{м}^3/\text{с}$ | λ (Свами-Джайн) | λ (Альтшуль) | Δh (эксперимент) | Δh (Свами-Джайн) | Δh (Альтшуль) | Δh (Хазена-Вильямса) | Re |
|------------|--|-------------------------|----------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|------------------------------|-------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 1 | 0.0014777 | 0.026983272 | 0.027580299 | 0.004 | 0.004863813 | 0.004971429 | 0.004236601 | 18620 |
| 2 | 0.0023305 | 0.02437098 | 0.024873845 | 0.011 | 0.010936855 | 0.011162523 | 0.009858509 | 29379 |
| 3 | 0.0036938 | 0.02221063 | 0.022531512 | 0.025 | 0.025039685 | 0.025401439 | 0.023132712 | 46565 |
| 4 | 0.003865 | 0.022021063 | 0.022321611 | 0.036 | 0.027180567 | 0.027551533 | 0.025157288 | 48723 |
| 5 | 0.0040884 | 0.021791287 | 0.022066286 | 0.044 | 0.030096145 | 0.030475949 | 0.027916193 | 51540 |
| 6 | 0.005426 | 0.020719995 | 0.020863474 | 0.065 | 0.050404633 | 0.050753668 | 0.047151736 | 68402 |
| 7 | 0.005646 | 0.020580602 | 0.020705565 | 0.083 | 0.05420771 | 0.054536852 | 0.05075311 | 71175 |
| 8 | 0.0066738 | 0.020022294 | 0.02007023 | 0.085 | 0.0736854 | 0.073861812 | 0.069177832 | 84132 |
| 9 | 0.0067506 | 0.019985726 | 0.020028469 | 0.087 | 0.075253364 | 0.075414304 | 0.07065927 | 85100 |
| 10 | 0.0084201 | 0.019318682 | 0.019264008 | 0.179 | 0.1131705 | 0.112850213 | 0.106389899 | 106146.5771 |

Из таблицы видно, что экспериментальные и программные значения потерь напора имеют незначительное расхождение, связанное с использованием формул различных авторов. Сравнение результатов эксперимента с результатами, полученными с использованием традиционных методов и программного обеспечения WaterCAD V8i для потери напора на рисунке 3.13.

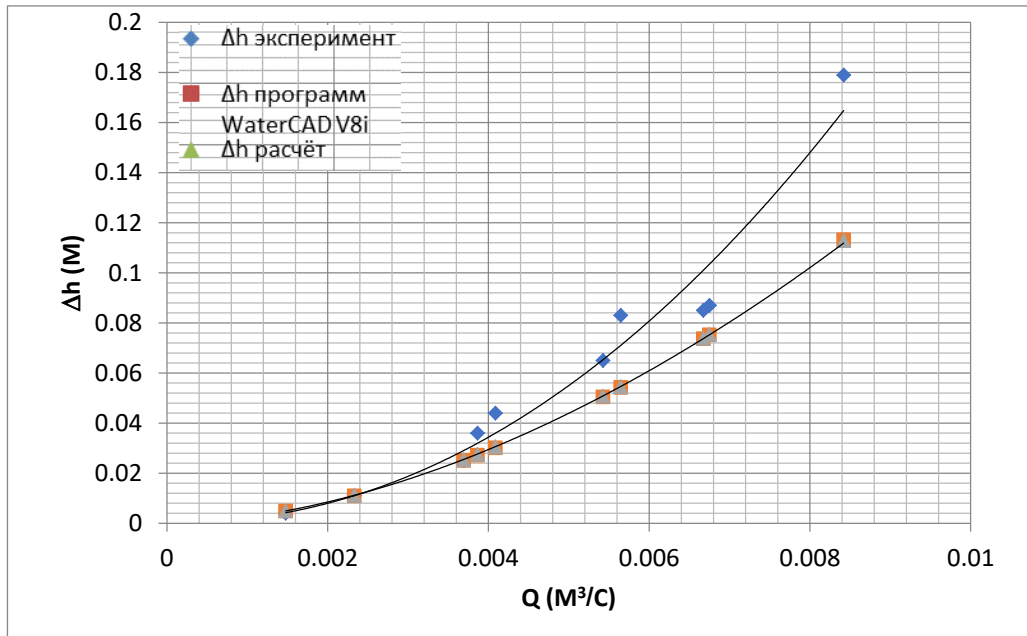


Рисунок 3.13 Сравнение результатов эксперимента с результатами, полученными с использованием традиционных методов и программного обеспечения WaterCAD V8i для потери напора

Из рисунка видно, что потери напора в программе WaterCAD V8i и традиционных методов были несколько ниже, чем в экспериментальных. Зависимость между экспериментальной потерей напора и расчётной на рисунке 3.14.

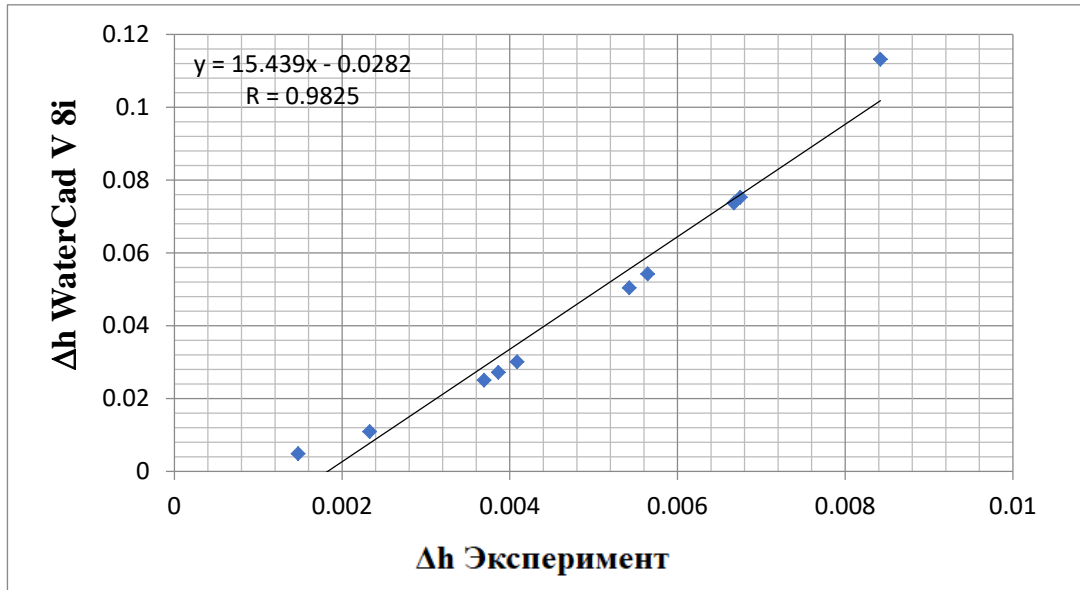


Рисунок 3.14 Зависимость между экспериментальной потерей напора и расчётной

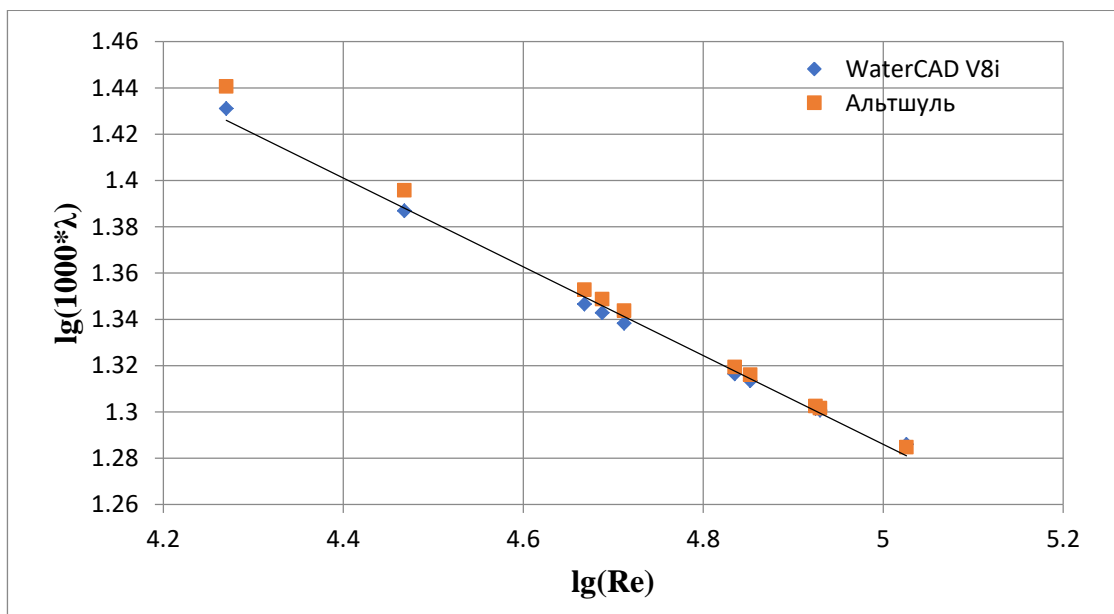


Рисунок 3.15 Зависимость между коэффициентом гидравлического сопротивления и числом Рейнольдса

Сопоставимые значения коэффициента гидравлического сопротивления, полученные с помощью программы WaterCAD V8i оказались выше, чем экспериментальные значения из-за использования в расчетах формул разных авторов; при этом корреляционная кривая указывает на хорошую сходимость полученных значений.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3

1. Проведено аналитическое сравнение результатов лабораторных гидравлических исследований с результатами, полученными с помощью имитационной модели WaterCAD V8i для труб из различных материалов.

2. Значения коэффициента гидравлического сопротивления исследуемых труб, полученные с помощью WaterCAD V8i, идентичны традиционным методам, но выше, чем экспериментальные методы, благодаря использованию в расчетах формул различных авторов.

3. Результаты проведенной работы по сопоставлению экспериментальных данных с расчетами, полученными по программе WaterCAD V8i и традиционным методом, позволяют сделать вывод о возможности широкого использования ее на практике для определения гидравлических характеристик потока в трубопроводах.

ГЛАВА 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕЗНАПОРНОГО ТРУБОПРОВОДА

4.1 Методика проведения экспериментов

Эксперименты проводились в лаборатории кафедры «Водоснабжение и водоотведение» Московского государственного строительного университета (НИУ МГСУ) где изучалось течение жидкости при безнапорном режиме и определялись его гидравлические параметры, схема установки представлена на рисунке 4.1 [88].



Рисунок 4.1 Общий вид гидравлического стенда со стороны накопительной емкости

Исследования выполнены с помощью трубы из полиэтилена низкого давления (ПНД) ГОСТ 18599-83 110С 200 номинальным диаметром 100 мм.

С помощью механического домкрата можно регулировать уклон трубопроводов на эстакаде с изменением от $i = 0.001$ до 0.03 .

В эксперименте использовались емкости с переливными трубами и стационарные препятствия для стабилизации поверхности воды. Пьезометры используются для определения статического и динамического давления в двух точках (рис. 4.2).



Рисунок 4.2 Узел крепления пьезометров на трех параллельных трубопроводах.

Для забора воды устанавливали передвижное пробоотборное оборудование в виде воронки с гибким шлангом, жестко прикрепленным к измерительному карману (рис. 4.3).



Рисунок 4.3 Узел отбора проб с воронкой и гибким шлангом

На рабочем месте используется закрытая (рециркулирующая) система, в которой вода отбирается из резервуара для хранения, перекачивается в промежуточный резервуар и самотеком возвращается в резервуар для хранения по трубопроводам.

Методы проведения экспериментов по определению характеристик гидравлического потока следующие.

1. Уклон трубопровода, который будет использоваться в экспериментальных испытаниях, устанавливается и выравнивается домкратом (остальные трубопроводы отделяются шаровыми кранами из нержавеющей стали St.37.0 фирмы "Балломаск" типа КШТ Ду 100 Ру 16, установленными рядом с промежуточным резервуаром).

2. Вода добавляется в резервуар для хранения до тех пор, пока не будет достигнут желаемый уровень. Включается насосное оборудование, которое подает воду из накопительного резервуара в промежуточный резервуар. Вода подается в соответствующий трубопровод через верхнюю часть промежуточного резервуара (зону осадки) с предварительно установленным переливом (положение уровня воды относительно сечения трубы фиксируется визуально), а ее избыток удаляется через воронку на переливном трубопроводе (рис. 4.4).



Рисунок 4.4 Узел стабилизации зеркала воды перед входом в трубопроводы и отвода излишков в переливной трубопровод

3. Показания пьезометров измеряют в двух местах экспериментального участка после относительной стабилизации в них уровней воды. Измерения чтения отмечаются в журнале работ. Секундомер используется для установки времени наполнения при одновременном измерении объема воды, поступающей в измерительный карман (объемный метод).

4. В экспериментальной области были проведены специальные эксперименты по установлению средних расходов жидкости для проверки и контроля расчетных значений расходов, которые были определены через значения скоростных течений с использованием «поплавков» в виде круглой пенопластовой пробки диаметром 2 см и толщиной 0,3 см. Поплавок вводился в трубопровод через техническое отверстие в позиции 1 (рис. 4.5) и задерживался при сливе воды из трубы. Формула $V = S / t$ использовалось для получения средней скорости на основе измеренного секундомером времени «плавающего» потока t и известного значения пути водного потока S .

По результатам экспериментов и проведенных замеров установлены расчетные значения коэффициентов Шези C , коэффициента гидравлического трения и другие характеристики.

В период экспериментов определялись значения минимально допустимых уклонов в зависимости от диаметра трубопровода. Как известно, система параметров «диаметр d – наполнение h/d – расход Q – скорость V – уклон i » тесно связана. Работа сети в безнапорном режиме осуществляется при неполном заполнении труб. Это предусматривает создание определенного резерва пропускной способности сети в условиях неравномерного потока очищенных сточных вод (СВ).

4.2 Теория гидравлических расчетов самотечных трубопроводов

В основе гидравлических расчетов безнапорных (самотечных) трубопроводов лежит условие соблюдения установившегося равномерного движения воды в трубах по двум основным формулам: непрерывности потока (4.1) и Шези (4.2):

$$Q = \omega \cdot V \quad (4.1)$$

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad (4.2)$$

где Q – измеренный расход воды ($\frac{м^3}{с}$); ω – площадь живого сечения потока ($м^2$); V – средняя скорость потока ($м/с$); C – коэффициент Шези (в зависимости от гидравлического радиуса и коэффициента шероховатости смачиваемого трубопровода, $м^{0.5}/с$); R – гидравлический радиус; равный:

- при полном наполнении труб:

$$R = \frac{d}{4} \quad (4.3)$$

- при различной степени наполнения трубы (безнапорный режим):

$$R = \frac{\omega}{\chi} \quad (4.4)$$

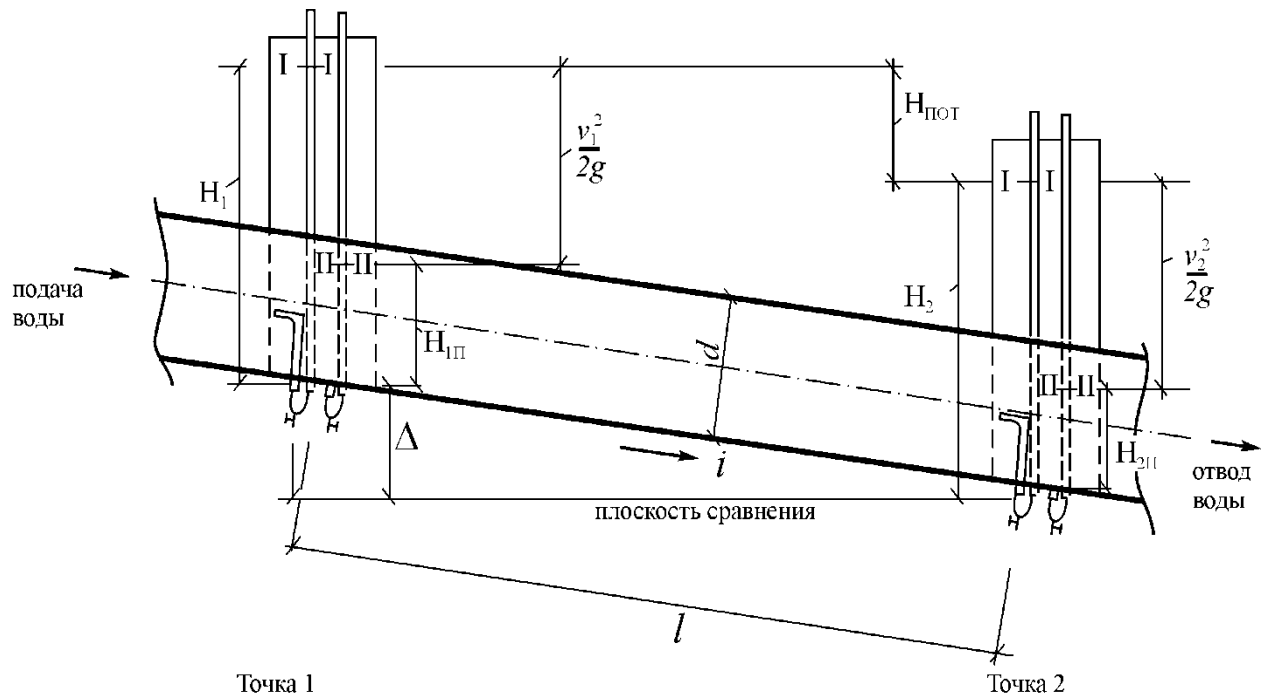
где d – внутренний диаметр трубопровода ($м$); i – гидравлический уклон; ω – площадь живого сечения потока ($м^2$); χ – величина смоченного периметра трубы, изменяющаяся в диапазоне от $\frac{h}{d} = 0.1$ до 0.8 .

- смоченные периметры χ_1 и χ_2 ($м$) определяются по формуле:

$$\chi_1 = 3,14 \cdot r \beta_1 / 180 \quad (4.5)$$

$$\chi_2 = 3,14 \cdot r \beta_2 / 180 \quad (4.6)$$

На рисунке 4.5 представлен в виде эскиза экспериментальный участок с трубками Пито и пьезометрами, а на рисунке 4.6 представлена схема для определения центральных углов α при различных наполнениях.



Точка 1

Точка 2

Условные обозначения:

$\frac{v_1^2}{2g}$ и $\frac{v_2^2}{2g}$ - скоростные напоры; d - внутренний диаметр, м;

$H_{1п}$ и $H_{2п}$ - показания пьезометра, м; i - уклон трубопровода (0,005-0,03);

$H_{пот}$ - потери напора, м; l - длина опытного участка, м;

Δ - перепад высот при соответствующих уклонах, м;

I-I - уровень в трубках Пито, м; II-II - уровень в пьезометрах, м;

Рисунок 4.5 Эскиз опытного гидравлического стенда

- центральные углы β_1 и β_2 (рисунок 4.6) определяется при $H_{1п} < r$: $\beta_1 = 2\alpha_1$ и $H_{1п} > r$: $\beta_1 = 360 - 2\alpha_1$ и аналогично при $H_{2п} < r$: $\beta_2 = 2\alpha_2$ и $H_{2п} > r$: $\beta_2 = 360 - 2\alpha_2$

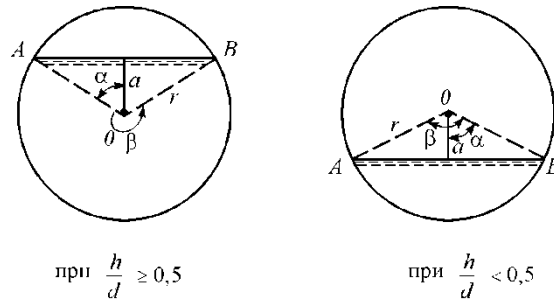


Рисунок 4.6 Схема для определения центральных углов α при различных наполнениях

- косинусы половины центральных углов α_1 и α_2 определяются по формуле $\cos \alpha_1 = a_1/r$ и $\cos \alpha_2 = a_2/r$;

- промежуточный параметр a (рисунок 4.6) определяются по формулам:

для точки 1 - при $H_{1п} < r$: $a_1 = r - H_{1п} - s$ и при $H_{1п} > r$: $a_1 = H_{1п} - r - s$ (где r - радиус трубы, м);

для точки 2 при $H_{2п} < r$: $a_2 = r - H_{2п} - s$, при $H_{2п} > r$: $a_2 = H_{2п} - r - s$

- гидравлические радиусы R_1 и R_2 определяются по формуле:

$$R_1 = \omega_1 / \chi_1 \quad (4.7)$$

$$R_2 = \omega_2 / \chi_2 \quad (4.8) - \text{коэффициент}$$

Шези определяется по формуле (4.2)

$$C = V / \sqrt{Ri}$$

- коэффициент Дарси определяется по формуле:

$$\lambda = 8g / C^2 \quad (4.9)$$

где λ - коэффициент гидравлического трения; g - ускорение свободного падения (m/c^2);

- число Рейнольдса R_e определяется по формуле:

$$R_e = \frac{4vR}{\nu} \quad (4.10)$$

где ν - значение кинематической вязкости жидкости; при температуре $20^\circ C$ $\nu = 1.01 * 10^{-6}$ (m^2 / c).

4.3 Расчетные скорости, уклоны и наполнения

Расчетные скорости движения СВ следует принимать в зависимости от степени наполнения труб. При наибольшем расчетном наполнении труб в сети бытовой и дождевой канализации наименьшие скорости V_{\min} необходимо в таблице 4.1.

Таблица 4.1 Минимальные скорости при наибольшем расчетном наполнении труб в сети бытовой и дождевой канализации

| внутренний диаметр трубы, мм | Скорость, м/с, при наполнении h/d | | | |
|------------------------------|-----------------------------------|-----|------|------|
| | 0.6 | 0.7 | 0.75 | 0.8 |
| 150-250 | 0.7 | - | - | - |
| 300-400 | - | 0.8 | - | - |
| 450-500 | - | - | 0.9 | - |
| 600-800 | - | - | 1 | - |
| 900-1000 | - | - | 1.15 | - |
| 1000-1200 | - | - | - | 1.15 |
| 1200-1500 | - | - | - | 1.3 |
| Свыше 1500 | - | - | - | 1.5 |

Минимально допустимые диаметры и уклоны, обеспечивающие в трубах самоочищающие скорости, необходимо подбирать, исходя из опыта эксплуатации водоотводящих сетей¹. В таблице 4.2 представлены значения минимальных

¹ СП 32.13330.2012 Канализация. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.03-85.

уклонов и диаметров труб в зависимости от заданной пропускной способности трубопровода.

Таблица 4.2 Рекомендуемые значения минимальных уклонов и диаметров труб в зависимости от заданной пропускной способности трубопровода

| Расход, л/с | Скорость, м/с | наполнение h/d | минимальный уклон | минимальный диаметр, мм |
|----------------|------------------|-------------------|----------------------|----------------------------|
| 5 | 0.84 | 0.3 | 0.0040 | 200 |
| 10 | 1.08 | 0.4 | 0.0050 | 200 |
| 20 | 0.98 | 0.6 | 0.0050 | 250 |
| 50 | 1.08 | 0.7 | 0.0025 | 315 |
| 100 | 1.26 | 0.6 | 0.0025 | 400 |
| 200 | 1.46 | 0.75 | 0.0025 | 500 |
| 500 | 1.17 | 0.75 | 0.0017 | 630 |
| 500 | 1.17 | 0.75 | 0.0014 | 800 |
| 1000 | 1.17 | 0.8 | 0.0013 | 1000 |
| 1000 | 1.17 | 0.8 | 0.0011 | 1200 |

4.4 Результаты экспериментальных исследований безнапорных трубопроводов

Сущность методики состоит в следующем:

- снятие показаний давлений с пьезометров в двух точках потока, расположенных на определенном расстоянии, установление величин наполнения и скоростных напоров $V^2 / 2g$ в этих живых сечениях с последующим расчетом скоростей воды в каждом сечении;

- подсчетом средней скорости потока и потерь напора на экспериментальном участке по формуле Дарси – Вейсбаха $J = \frac{\lambda V^2}{4R \cdot 2g}$ в широком диапазоне уклонов трубопроводов (0.005– 0.03);

- замер расхода протекаемой воды объемным методом с последующим расчетом средних значений гидравлических характеристик потока (живого сечения, смоченного периметра, гидравлического радиуса) для трубопровода соответствующего диаметра и определения величин коэффициентов C и λ .

По данной методике рассчитаны гидравлические характеристики полиэтиленовых труб ПНД ГОСТ 18599-83 110 С 200 диаметром 100 мм. Основной гидравлической характеристикой потока является гидравлический радиус. Для удобства проведения гидравлического расчета при различных значениях наполнения h/d в трубах в интервале от 0.1 до 0.8 подсчитаны значения соответствующих гидравлических параметров, которые представлены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 Расчетные значения гидравлических параметров полиэтиленовых труб 100

мм

| Номер | Наполнение h/d | Живое сечение ω , М ² | Смоченный периметр χ , М | Гидравлически й радиус R, М | Коэффициент Шези C, м ^{0.5} /с | Коэффициент гидравлического трения λ |
|-------|-------------------|---|-------------------------------------|-----------------------------------|--|--|
| 1 | 0.1 | 0.00041 | 0.065079 | 0.0063 | 42.5 | 0.043405 |
| 2 | 0.15 | 0.00074 | 0.07957 | 0.0093 | 46.5 | 0.036259 |
| 3 | 0.2 | 0.00112 | 0.092562 | 0.0121 | 50.5 | 0.030742 |
| 4 | 0.25 | 0.00153 | 0.104082 | 0.0147 | 52.5 | 0.028444 |
| 5 | 0.3 | 0.00198 | 0.115789 | 0.0171 | 54.5 | 0.026395 |
| 6 | 0.35 | 0.00245 | 0.126943 | 0.0193 | 56.3 | 0.024734 |
| 7 | 0.4 | 0.00293 | 0.136916 | 0.0214 | 58 | 0.023306 |
| 8 | 0.45 | 0.00343 | 0.14721 | 0.0233 | 59.3 | 0.022295 |
| 9 | 0.5 | 0.00393 | 0.1572 | 0.025 | 60.5 | 0.021419 |
| 10 | 0.55 | 0.00443 | 0.165299 | 0.0268 | 61.5 | 0.020728 |
| 11 | 0.6 | 0.00492 | 0.176978 | 0.0278 | 62.5 | 0.02007 |
| 12 | 0.65 | 0.0054 | 0.1875 | 0.0288 | 63.3 | 0.019566 |
| 13 | 0.7 | 0.00587 | 0.198311 | 0.0296 | 64 | 0.019141 |
| 14 | 0.75 | 0.00631 | 0.20894 | 0.0302 | 65 | 0.018556 |
| 15 | 0.8 | 0.00674 | 0.221711 | 0.0304 | 66 | 0.017998 |

Как видно из таблицы 4.3, с увеличением наполнения трубы увеличиваются значения всех гидравлических параметров, кроме коэффициента гидравлического трения. Результаты расчета числа Рейнольдса показали, что наименьшее его значение 5822.91 наблюдается при наполнении $h/d = 0.1$ и наибольшее 95981.135 при наполнении $h/d = 0.8$, что подтверждает турбулентный режим течения воды.

Эти результаты аналогичны данным, приведенным в работе [88], где в качестве труб были использованы двухслойные гофрированные трубы с гладкой внутренней поверхностью и профилированной наружной поверхностью «КОРСИС». Для каждого выбранного диаметра трубопровода рассчитываются значения пропускной способности (расхода СВ) q , л/с, и скорости потока v , м/с, для различных значений наполнения h/d и уклона трубопровода i с учетом величин проходных диаметров для труб «КОРСИС». Участки с пропускной способностью $q < 5$ л/с и $q > 1000$ л/с не рассчитываются.

Результаты также показали, что коэффициент Шези увеличивается с увеличением наполнения трубы, тогда как коэффициент гидравлического трения уменьшается из-за обратной зависимости по формуле (4.9) между двумя коэффициентами. Также уменьшается трение между жидкостью и трубой по мере увеличения в ней наполнения, о чем можно судить по величине гидравлического радиуса.

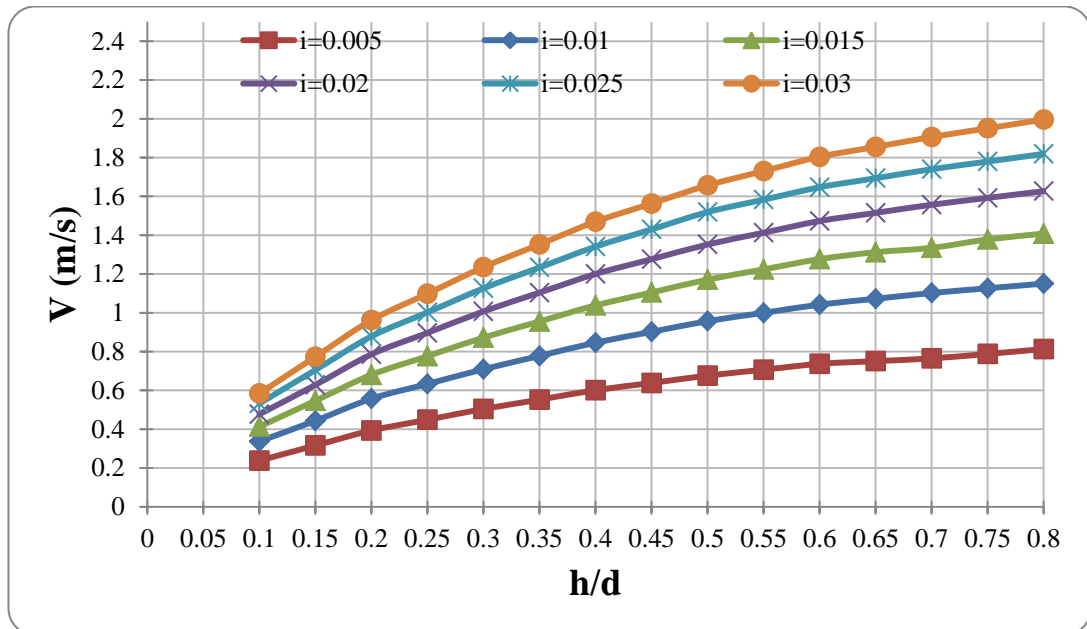
Для исследуемой полиэтиленовой трубы получены значения скоростей v , м/с, и расходы Q , м³/с, при уклонах 0.005–0.03 и различных значениях наполнения h/d (таблица 4.4).

Таблица 4.4 Расчетные величины гидравлических параметров трубы диаметром 100 мм

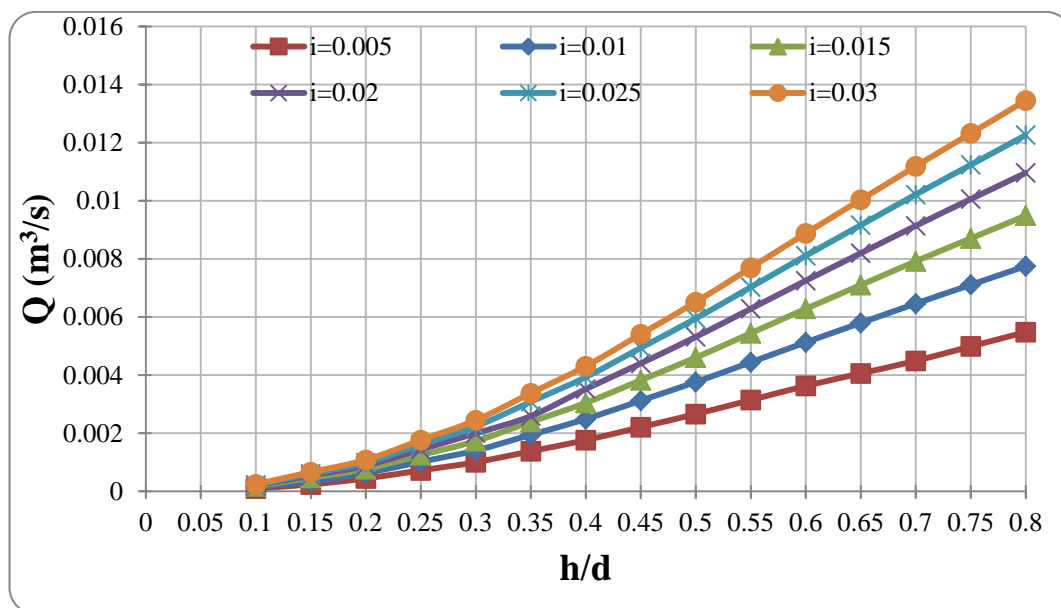
| Наполнение h/d | i=0.005 | | i=0.01 | | i=0.015 | | i=0.02 | | i=0.025 | | Уклон i=0.03 | |
|-------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------------------|
| | Скорость V, м/с | Расход Q, м ³ /с | Скорость V, м/с | Расход Q, м ³ /с | Скорость V, м/с | Расход Q, м ³ /с | Скорость V, м/с | Расход Q, м ³ /с | Скорость V, м/с | Расход Q, м ³ /с | Скорость V, м/с | Расход Q, м ³ /с |
| 0.1 | 0.238 | 0.00009 | 0.337 | 0.00013 | 0.413 | 0.000169 | 0.4767 | 0.000195 | 0.532 | 0.000218 | 0.5842 | 0.000239 |
| 0.15 | 0.316 | 0.00023 | 0.4434 | 0.00032 | 0.5465 | 0.000465 | 0.6278 | 0.000537 | 0.705 | 0.000601 | 0.773 | 0.000658 |
| 0.2 | 0.393 | 0.00044 | 0.557 | 0.00062 | 0.6801 | 0.000762 | 0.7856 | 0.000879 | 0.878 | 0.000983 | 0.9618 | 0.001077 |
| 0.25 | 0.4485 | 0.00071 | 0.633 | 0.00101 | 0.7762 | 0.001244 | 0.8963 | 0.001436 | 1.002 | 0.001607 | 1.0984 | 0.001761 |
| 0.3 | 0.504 | 0.00099 | 0.709 | 0.00140 | 0.8723 | 0.001727 | 1.007 | 0.001993 | 1.126 | 0.00223 | 1.235 | 0.002444 |
| 0.35 | 0.552 | 0.00137 | 0.7775 | 0.00194 | 0.955 | 0.002385 | 1.1035 | 0.002587 | 1.2334 | 0.003079 | 1.3523 | 0.003375 |
| 0.4 | 0.601 | 0.00175 | 0.846 | 0.00248 | 1.038 | 0.003043 | 1.2 | 0.003516 | 1.3408 | 0.003928 | 1.4696 | 0.004306 |
| 0.45 | 0.638 | 0.00220 | 0.9015 | 0.00312 | 1.1044 | 0.003822 | 1.276 | 0.0044 | 1.4299 | 0.004937 | 1.5631 | 0.005408 |
| 0.5 | 0.676 | 0.00265 | 0.957 | 0.00376 | 1.1708 | 0.004601 | 1.352 | 0.005313 | 1.519 | 0.005946 | 1.6566 | 0.006511 |
| 0.55 | 0.7064 | 0.00314 | 0.9995 | 0.00444 | 1.2236 | 0.005441 | 1.4125 | 0.006281 | 1.583 | 0.007026 | 1.7303 | 0.007694 |
| 0.6 | 0.7368 | 0.00362 | 1.042 | 0.00512 | 1.2765 | 0.006281 | 1.473 | 0.00725 | 1.647 | 0.008107 | 1.804 | 0.008878 |
| 0.65 | 0.7507 | 0.00405 | 1.072 | 0.00579 | 1.3122 | 0.007098 | 1.515 | 0.008194 | 1.6935 | 0.009161 | 1.855 | 0.010034 |
| 0.7 | 0.7647 | 0.00448 | 1.102 | 0.00646 | 1.3348 | 0.007917 | 1.557 | 0.009139 | 1.74 | 0.010215 | 1.906 | 0.011189 |
| 0.75 | 0.788 | 0.00498 | 1.1262 | 0.00710 | 1.378 | 0.008705 | 1.592 | 0.010058 | 1.7795 | 0.011237 | 1.951 | 0.012321 |
| 0.8 | 0.813 | 0.00548 | 1.1505 | 0.00775 | 1.408 | 0.00949 | 1.627 | 0.01096 | 1.819 | 0.01226 | 1.996 | 0.013453 |

Как следует из таблицы 4.4, максимальный расход $0.013453 \text{ м}^3/\text{с}$ и скорость 1.996 м/с наблюдаются при уклоне 0.03 и наполнении полиэтиленовой трубы $h/d = 0.8$, а минимальный расход $0.00009 \text{ м}^3/\text{с}$ и скорость 0.238 м/с при наполнении $h/d = 0.1$. Использование (таблица 4.4) позволяет выбрать соответствующие гидравлические параметры для обеспечения наиболее эффективной транспортирующей способности трубопровода.

На рисунке 4.7 показана взаимосвязь между скоростью, расходом и наполнением трубы в интервале $h/d = 0.1$ до $h/d = 0.8$, полученными в результате стендовых испытаний полиэтиленовой трубы. Так, например, при уклоне $i = 0.01$ и наполнении $h/d = 0.6$ скорость 1.042 м/с (расход $0.00512 \text{ м}^3/\text{с}$) превышает минимально рекомендуемую¹ величину для трубы диаметром 100 мм .



a.



b.

Рисунок 4.7 Иллюстрация взаимосвязи между скоростью (а) и расходом (б) при изменении наполнения в трубе в интервале от 0.1 до 0.8

Необходимо отметить, что увеличение уклона приводит к увеличению скорости и расхода потока воды в трубе. В ходе эксперимента определены значения скоростных напоров, а также расходов воды и средних скоростей. Как следует (рисунок 4.7), при уклоне $i = 0.005$ и наполнении $h/d = 0.6$ скорость составляет 0.7368 м/с и расход 0.003625 м³/с, а при уклоне 0.03 скорость и расход соответственно равны 1.804 м/с и 0.008878 м³/с.

Сравнивая эти параметры с минимально допустимыми во избежание отложений, устанавливаем, что они соответствуют требованиям¹.

Эти результаты аналогичны результатам, полученным в работе [88]. Авторы рассматривают вопросы, связанные с применением в мелиоративной отрасли полиэтиленовых двухслойных гофрированных труб «КОРСИС» большого диаметра в качестве сбросных и проводящих коллекторов вместо некоторых проводящих каналов. Приводятся данные гидравлических характеристик исследованных труб «КОРСИС» диаметром 200, 315, 400 и 500 мм. Установлено, что при уклонах больше 0.001 и степени наполнения h/d больше 0.3 все трубопроводы обеспечивают

незаиляющие скорости потока. Ограничением исследования является определение скоростей на уклонах 0.001–0.006.

4.5 ПО Программа SewerCAD

ПО SewerCAD — программа для проектирования и анализа самотечных и напорных потоков в трубопроводных сетях и насосных станциях. Программа может работать в режиме AutoCAD, предоставляя все возможности AutoCAD, или в автономном режиме с использованием специального графического интерфейса. SewerCAD позволяет построить графическое представление сети трубопроводов, содержащее такую информацию, как данные о трубах, данные о насосах, нагрузке и инфильтрации. Гравитационная сеть рассчитывается с использованием встроенной численной модели, в которой используются как метод прямого шага, так и метод постепенного изменения потока со стандартным шагом. Напорными элементами можно управлять на основе гидравлики системы, включая и выключая насосы из-за изменений потоков и давлений.

ПО SewerCAD может быть использовано для:

- Проектирования и анализа безнапорных систем;
- Разработки и анализа различных сценариев проектирования канализационных систем;
- Импорта и экспорта файлов AutoCAD и MicroStation DXF;
- Создания планов и профилей участков сети.

4.6 Методика расчета для определения характеристик потока в безнапорном трубопроводе

Коэффициент сопротивления трения по длине C (коэффициент Шези)

определяется по формуле акад. Н.Н. Павловского:

$$C = \frac{1}{n} R^y \quad (4.11)$$

где n – коэффициент шероховатости самотечных труб; y – показатель степени, зависящий от коэффициента шероховатости n и гидравлического радиуса R :

При использовании в расчётах формулы Маннинга значение показателя степени $y = 1/6$.

-формула расхода: $Q = \omega \cdot V \quad (4.12)$

– формула Шези: $V = C \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad (4.13)$

где: Q – расход жидкости, протекающей в единицу времени, л/с; ω – площадь сечения, заполненного жидкостью (живого сечения), м; v – скорость движения жидкости в единицу времени, м/с; C – коэффициент, зависящий от гидравлического радиуса и коэффициента шероховатости (коэффициент Шези); R – гидравлический радиус, м; i – гидравлический уклон.

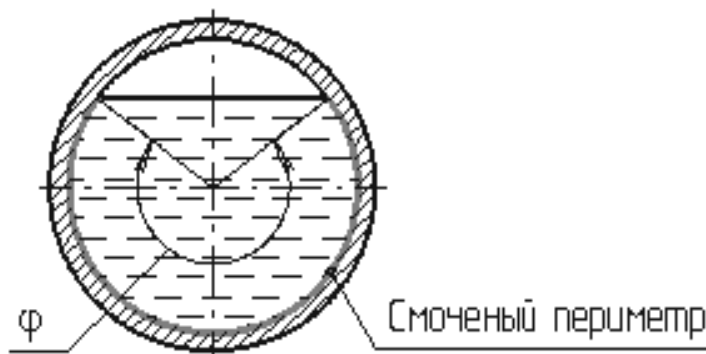


Рисунок 4.8 Гидравлические элементы круглого сечения

Наполнение h/d – отношение высоты наполнения h к диаметру трубы d (в радианах):

$$h = \frac{(1 - \cos \varphi)}{d^2} \quad (4.14)$$

Площадь живого сечения m в радианах:

Смоченный периметр X :

$$\omega = \frac{1 * (\varphi \sin \varphi)}{8} * d^2 \quad (4.15)$$

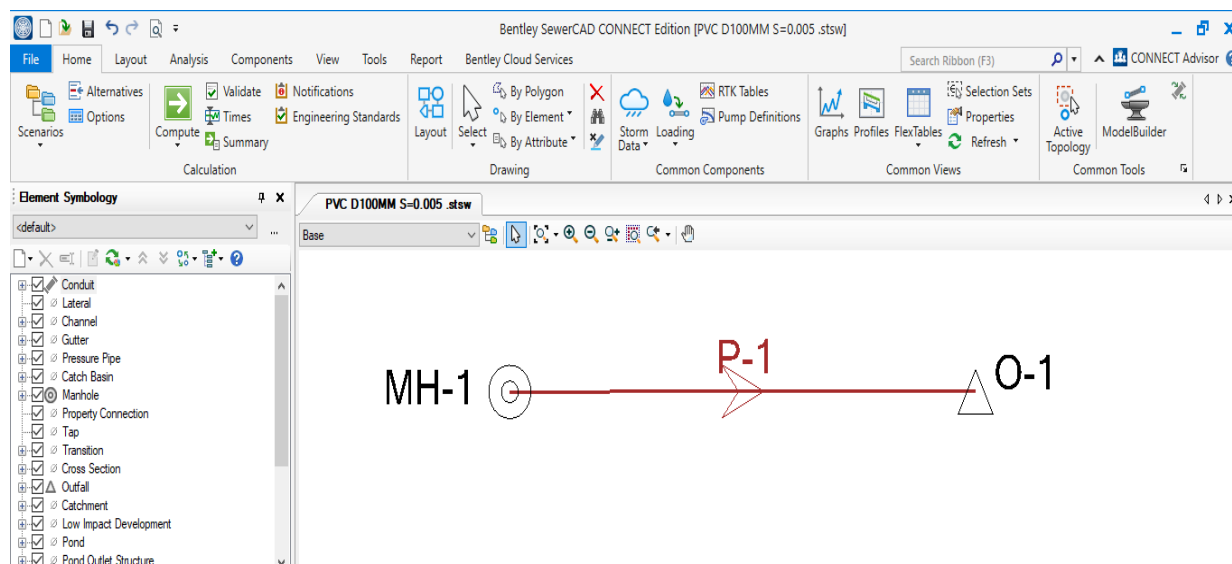
$$X = \frac{\varphi d}{2} \quad (4.16)$$

Гидравлический
радиус R :

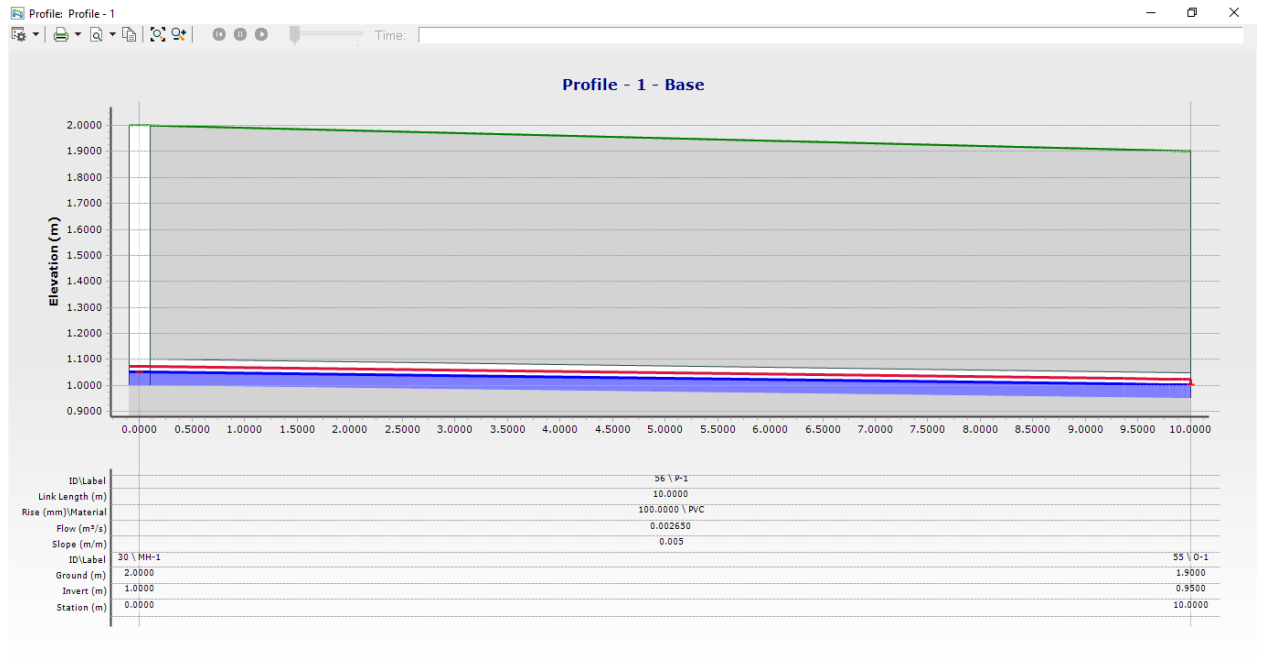
$$R = \frac{\omega}{X} \quad (4.17)$$

4.7 Сравнение результатов эксперимента с результатами, полученными традиционными методами и программой SewerCAD для безнапорных труб из полиэтилена

Для моделирования гидравлического режима в безнапорном трубопроводе использовалась программа SewerCAD. Это дало возможность моделировать течение воды по трубе. Проведены расчеты гидравлических характеристик потока в полиэтиленовой трубе при различных уклонах с учетом заполнения h/d в пределах 0.1 – 0.8. На рисунке 4.9 показана имитационная модель с использованием программного обеспечения SewerCAD.



a.



b.

Рисунок 4.9 Имитационная модель с использованием программы SewerCAD (a)
модель (b) Продольный профиль трубопровода

Уравнение Маннинга использовалось в программе для расчета скорости, гидравлического радиуса и заполнения h/d для каждого уклона. Результаты эксперимента, программы и традиционных методов расчета скорости для полиэтиленовой трубы диаметром 100 мм при различных расходах приведены в таблице 4.5-4.7.

Таблица 4.5 Результаты эксперимента, программы SewserCAD и традиционного метода расчета скорости при различных расходах для безнапорных труб из полиэтилена диаметром 100 мм

| Наполнение h/d | i=0.005 | | | | i=0.01 | | | |
|-------------------|--------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|---------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|---------------------------|
| | Расход Q, м ³ /с | Скорость V эксперимент , м/с | Скорость V SewserCAD , м/с | Скорость V расчёт, м/с | Расход Q, м ³ /с | Скорость V эксперимент, м/с | Скорость V SewserCAD, м/с | Скорость V расчёт, м/с |
| 0.1 | 0.00009 | 0.238 | 0.2515 | 0.267974 | 0.00013 | 0.337 | 0.3650 | 0.378973 |
| 0.2 | 0.00044 | 0.393 | 0.4093 | 0.411769 | 0.00062 | 0.557 | 0.5781 | 0.582329 |
| 0.3 | 0.00099 | 0.504 | 0.5164 | 0.520414 | 0.00140 | 0.709 | 0.7303 | 0.735976 |
| 0.4 | 0.00175 | 0.601 | 0.6042 | 0.607423 | 0.00248 | 0.846 | 0.8550 | 0.859026 |
| 0.5 | 0.00265 | 0.676 | 0.6727 | 0.671675 | 0.00376 | 0.957 | 0.8792 | 0.949892 |
| 0.6 | 0.00362 | 0.7368 | 0.7240 | 0.715738 | 0.00512 | 1.042 | 1.0239 | 1.012207 |
| 0.7 | 0.00448 | 0.7647 | 0.7537 | 0.750033 | 0.00646 | 1.102 | 1.0686 | 1.060707 |
| 0.8 | 0.00548 | 0.813 | 0.7629 | 0.758484 | 0.00775 | 1.1505 | 1.0789 | 1.072659 |

Таблица 4.6 Результаты эксперимента, программы SewserCAD и традиционного метода расчета скорости при различных расходах для безнапорных труб из полиэтилена диаметром 100 мм

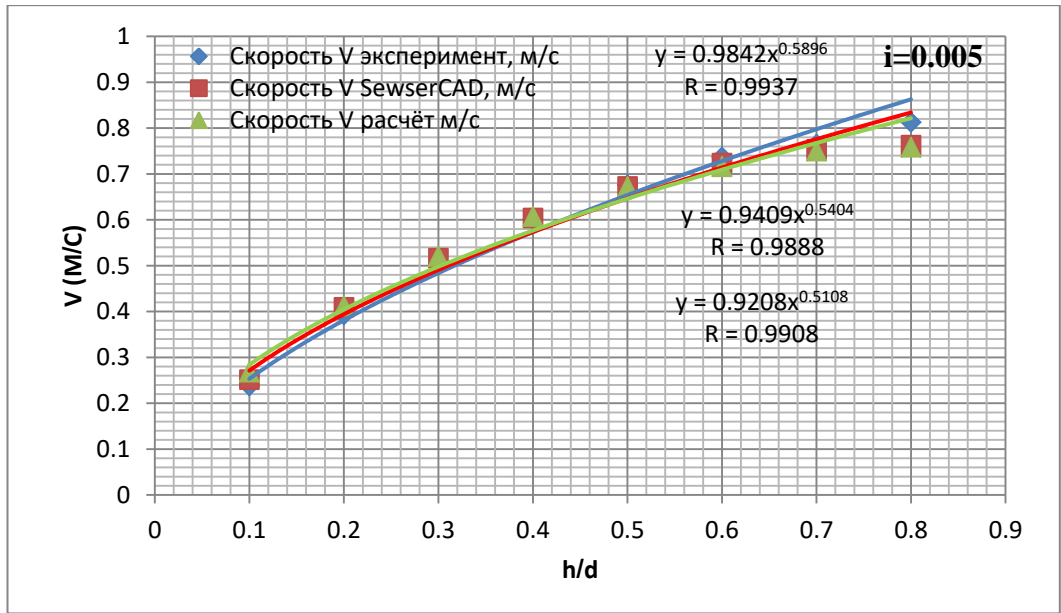
| Наполнение h/d | i=0.015 | | | | i=0.02 | | | |
|-------------------|--------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|---------------------------|--------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|---------------------------|
| | Расход Q, м ³ /с | Скорость V эксперимент, м/с | Скорость V SewserCAD , м/с | Скорость V расчёт, м/с | Расход Q, м ³ /с | Скорость V эксперимент , м/с | Скорость V SewserCAD, м/с | Скорость V расчёт, м/с |
| 0.1 | 0.000169 | 0.413 | 0.4542 | 0.464145 | 0.000195 | 0.4767 | 0.5241 | 0.535948 |
| 0.2 | 0.000762 | 0.6801 | 0.7089 | 0.713204 | 0.000537 | 0.6278 | 0.7025 | 0.823537 |
| 0.3 | 0.001727 | 0.8723 | 0.8964 | 0.901383 | 0.000879 | 0.7856 | 0.8182 | 1.040827 |
| 0.4 | 0.003043 | 1.038 | 1.0477 | 1.052088 | 0.001436 | 0.8963 | 0.9357 | 1.214846 |
| 0.5 | 0.004601 | 1.1708 | 1.1659 | 1.163375 | 0.001993 | 1.007 | 1.0349 | 1.34335 |
| 0.6 | 0.006281 | 1.2765 | 1.2524 | 1.239695 | 0.002587 | 1.1035 | 1.1122 | 1.431476 |
| 0.7 | 0.007917 | 1.3348 | 1.3089 | 1.299095 | 0.003516 | 1.2 | 1.2100 | 1.500066 |
| 0.8 | 0.00949 | 1.408 | 1.3214 | 1.313733 | 0.0044 | 1.276 | 1.2835 | 1.516968 |

Таблица 4.7 Результаты эксперимента, программы SewserCAD и традиционного метода расчета скорости при различных расходах для безнапорных труб из полиэтилена диаметром 100 мм

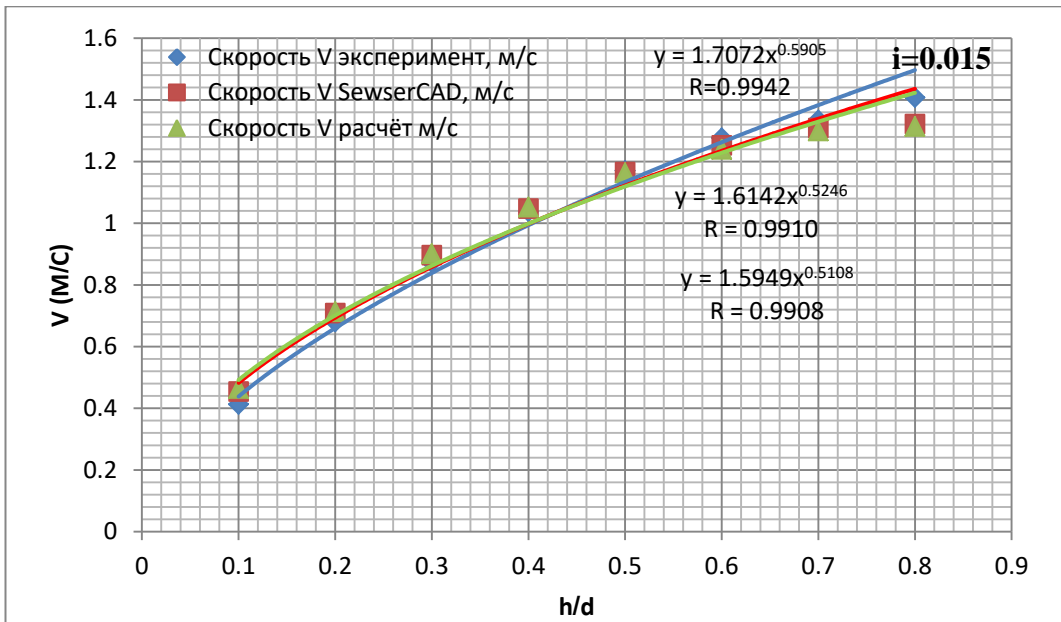
| Наполнение h/d | i=0.025 | | | | i=0.03 | | | |
|-------------------|--------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|---------------------------|--------------------------------|------------------------------------|------------------------------|---------------------------|
| | Расход Q, м ³ /с | Скорость V эксперимен т, м/с | Скорость V SewserCAD, м/с | Скорость V расчёт, м/с | Расход Q, м ³ /с | Скорость V эксперимент , м/с | Скорость V SewserCAD, м/с | Скорость V расчёт, м/с |
| 0.1 | 0.000218 | 0.532 | 0.5859 | 0.599208 | 0.000239 | 0.5842 | 0.6423 | 0.6564 |
| 0.2 | 0.000601 | 0.705 | 0.7857 | 0.920743 | 0.001077 | 0.9618 | 1.0023 | 1.008623 |
| 0.3 | 0.000983 | 0.878 | 0.9149 | 1.16368 | 0.002444 | 1.235 | 1.2679 | 1.274748 |
| 0.4 | 0.001607 | 1.002 | 1.0464 | 1.35824 | 0.004306 | 1.4696 | 1.4819 | 1.487877 |
| 0.5 | 0.00223 | 1.126 | 1.1573 | 1.501911 | 0.006511 | 1.6566 | 1.6491 | 1.645261 |
| 0.6 | 0.003079 | 1.2334 | 1.2662 | 1.600439 | 0.008878 | 1.804 | 1.7755 | 1.753193 |
| 0.7 | 0.003928 | 1.3408 | 1.3525 | 1.677125 | 0.011189 | 1.906 | 1.8509 | 1.837198 |
| 0.8 | 0.004937 | 1.4299 | 1.4363 | 1.696022 | 0.013453 | 1.996 | 1.8677 | 1.857899 |

Из таблицы 4.5-4.7 видно, что скорости, рассчитанные при различных расходах, экспериментальным, программным и традиционным методами близки по значению.

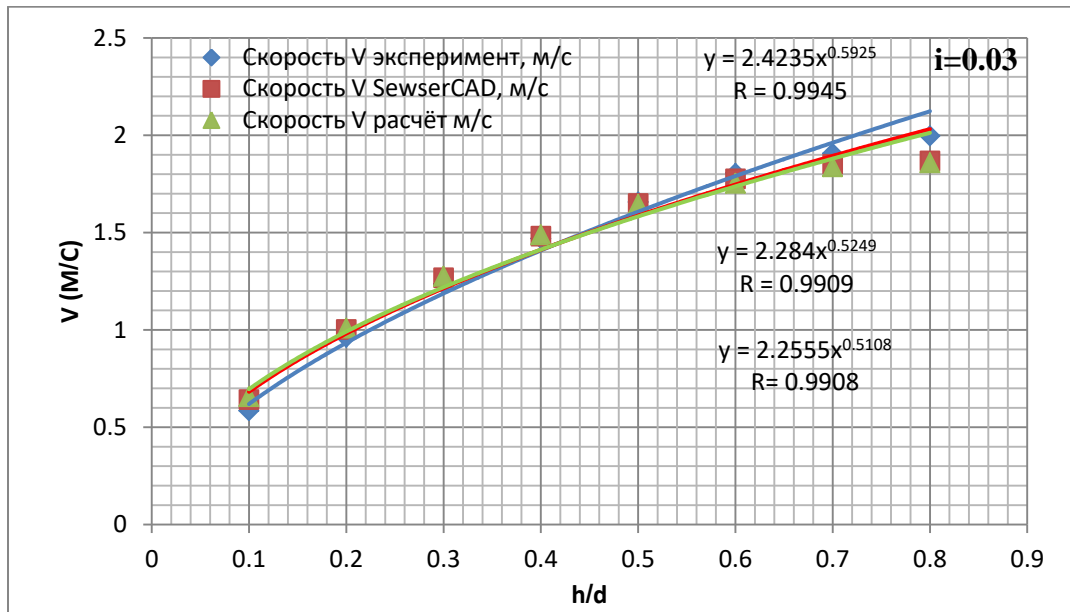
Сравнение скоростей, рассчитанных при различных расходах, экспериментальным, программным и традиционным методами представлено на рисунке 4.10.



a.



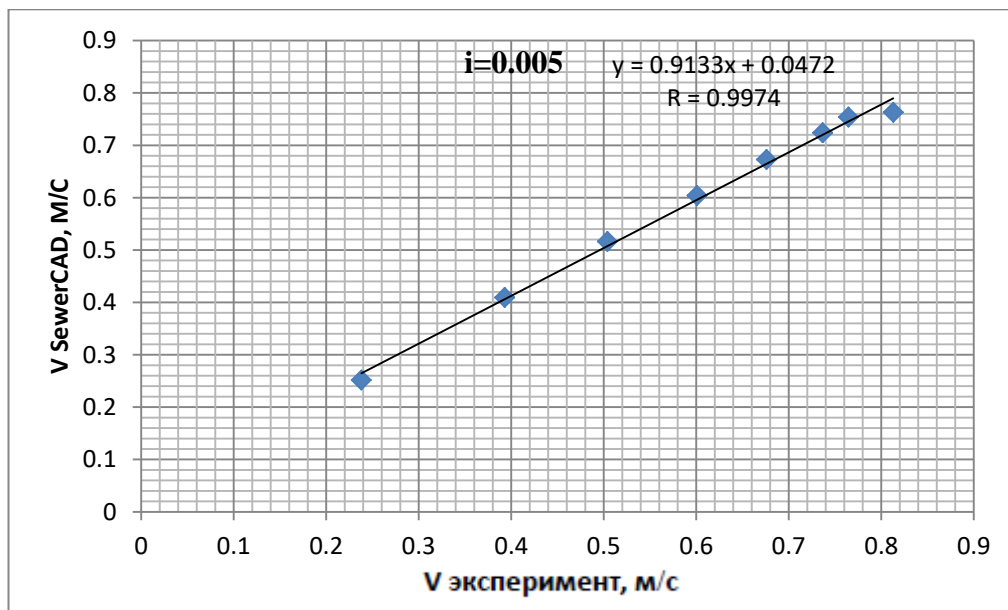
b.



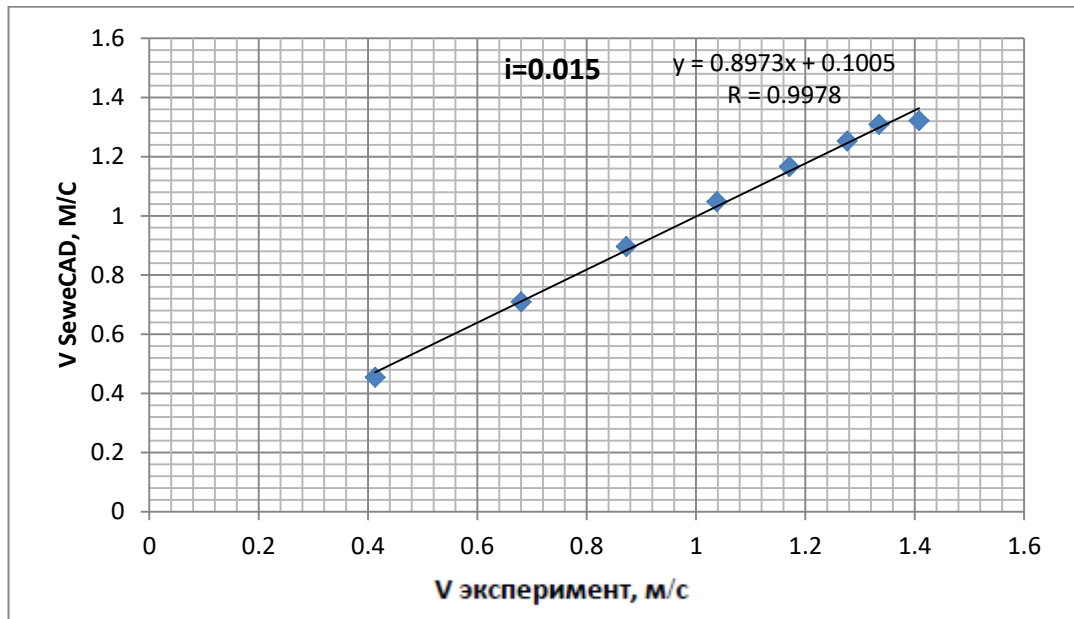
с.

Рисунок 4.10 Сравнение скоростей, рассчитанных при различных расходах, экспериментальным, программным и традиционным методами

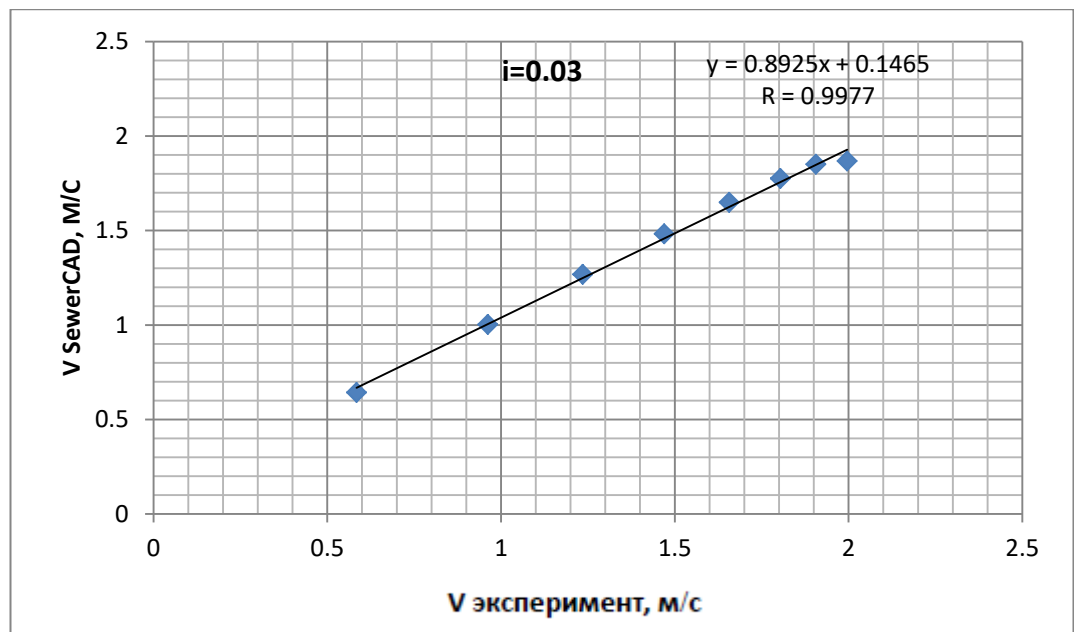
Из рисунка видно, что скорость эксперимента, программы и традиционных методов результаты практически идентичны. Зависимость между экспериментальной скоростью и имитационной моделью SewerCAD показана на рисунке 4.11.



а.



b.



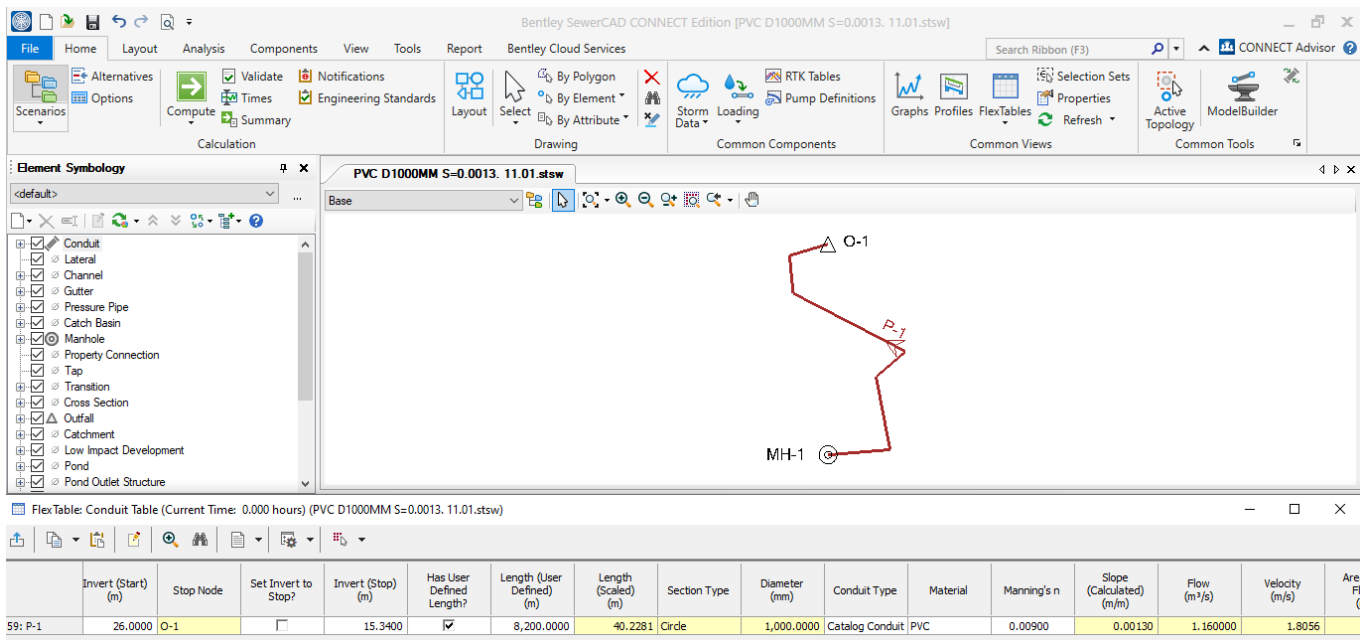
с.

Рисунок 4.11 Зависимость между экспериментальной скоростью и расчетной, полученными с использованием имитационной модели SewerCAD

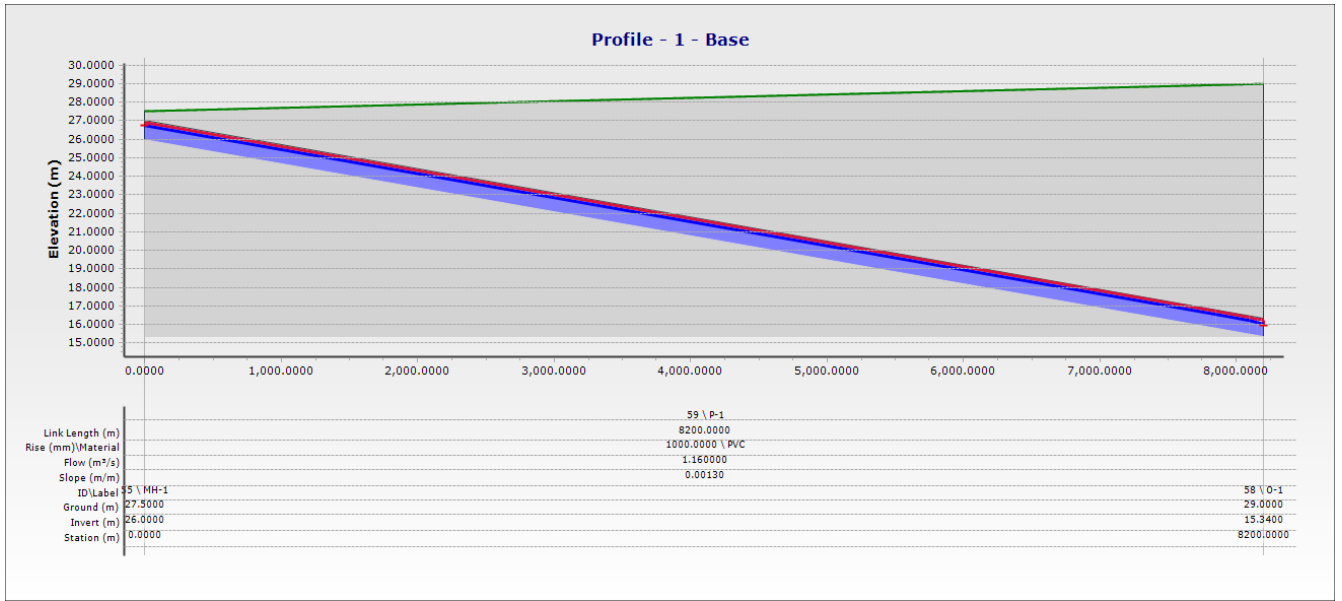
Необходимо отметить, что коэффициент корреляции составил $R=0.9974$, 0.9978 и 0.9977 что указывает на хорошую сходимость результатов.

4.8 Определение гидравлических характеристик потока в безнапорной и комбинированной системе транспортирования жидкости с помощью программы SewerCAD

Объектом исследования в данной главе являются гидравлические характеристики потока в трубопроводной системе труба PVC диаметром 1000мм. Уклон трубопровода 0.0013, Производительность действующей станции очистки составляет 1.16 м³/с или 100 000 м³/сут и после ввода новых очистных сооружений расход увеличится до 4.63 м³/с или 400 000 м³/сут. Для расхода 1.16 м³/с оптимальный диаметр составил 1000 мм из пластика, для расхода 4.63 м³/с был выбран стеклопластик GRP диаметром 1800мм. Уклон трубопровода 0.001 с учетом процента заполнения h/d в пределах 0.1 – 0.8. Протяженность трубопровода составляет 8200 мм. На рисунке 4.12 показана имитационная модель с использованием программного обеспечения SewerCAD.



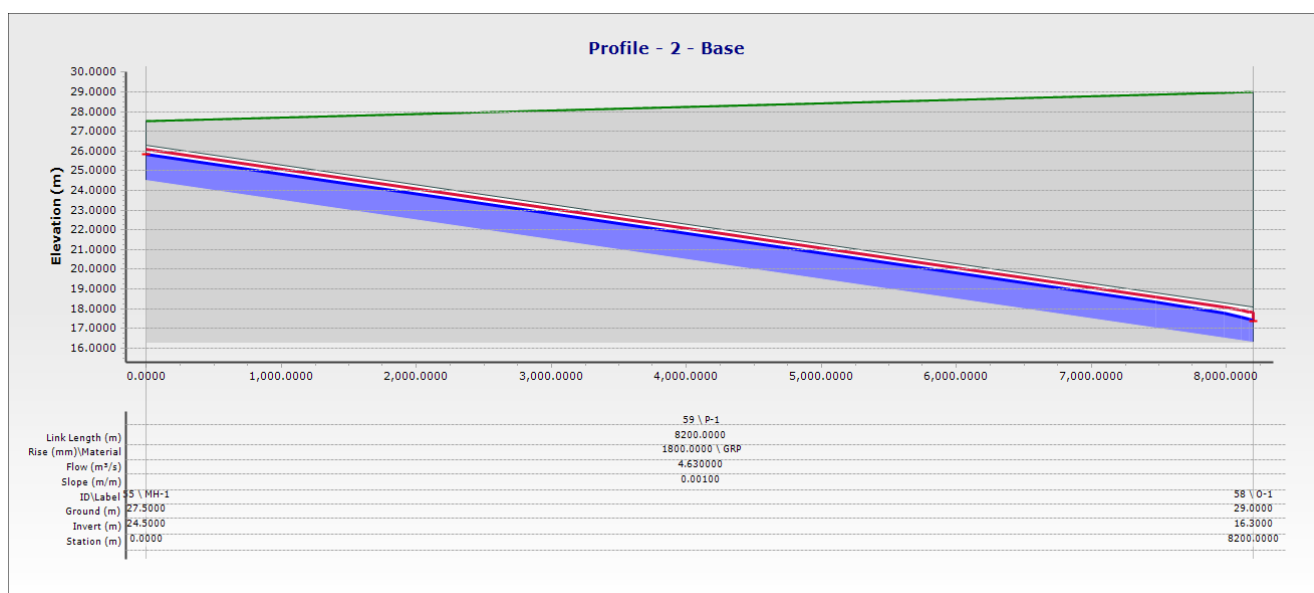
a.



b.

| ID | Invert (Start) (m) | Stop Node | Set Invert to Stop? | Invert (Stop) (m) | Has User Defined Length? | Length (User Defined) (m) | Length (Scaled) (m) | Section Type | Diameter (mm) | Conduit Type | Material | Manning's n | Slope (Calculated) (m/m) | Flow (m ³ /s) | Velocity (m/s) |
|---------|--------------------|-----------|--------------------------|-------------------|-------------------------------------|---------------------------|---------------------|--------------|---------------|-----------------|----------|-------------|--------------------------|--------------------------|----------------|
| 59: P-1 | 24.5000 | O-1 | <input type="checkbox"/> | 16.3000 | <input checked="" type="checkbox"/> | 8,200.0000 | 40.2281 | Circle | 1,800.0000 | Catalog Conduit | GRP | 0.00900 | 0.00100 | 4.630000 | 2.3288 |

c.



d.

Рисунок 4.12 Имитационная модель с использованием программы Sewer CAD (a) модель с трубой PVC диаметром 1000мм (b) Продольный профиль трубы диаметром 1000мм (c) модель с трубой стеклопластик GRP диаметром 1800мм (d) Продольный профиль трубы диаметром 1800мм

Из рисунка 4.12 видно, что скорость при расходе $1.16 \text{ м}^3/\text{с}$ составляет 1.8056 м/с и при расходе $4.63 \text{ м}^3/\text{с}$ равна 2.328 м/с , что находится в пределах рекомендуемой скорости, в соответствии с требованиями (СП 32.13330.2012 Канализация). Также рассчитаны скорость, расход и гидравлический радиус при наполнении трубы от 0.1 до 0.8. Результаты программы трубы PVC диаметром 1000 мм и трубы стеклопластик GRP 1800 мм при различном заполнении трубы приведены в таблицах 4.8, 4.9.

Таблица 4.8 Расчетные значения гидравлических параметров потока с трубой PVC диаметром 1000мм

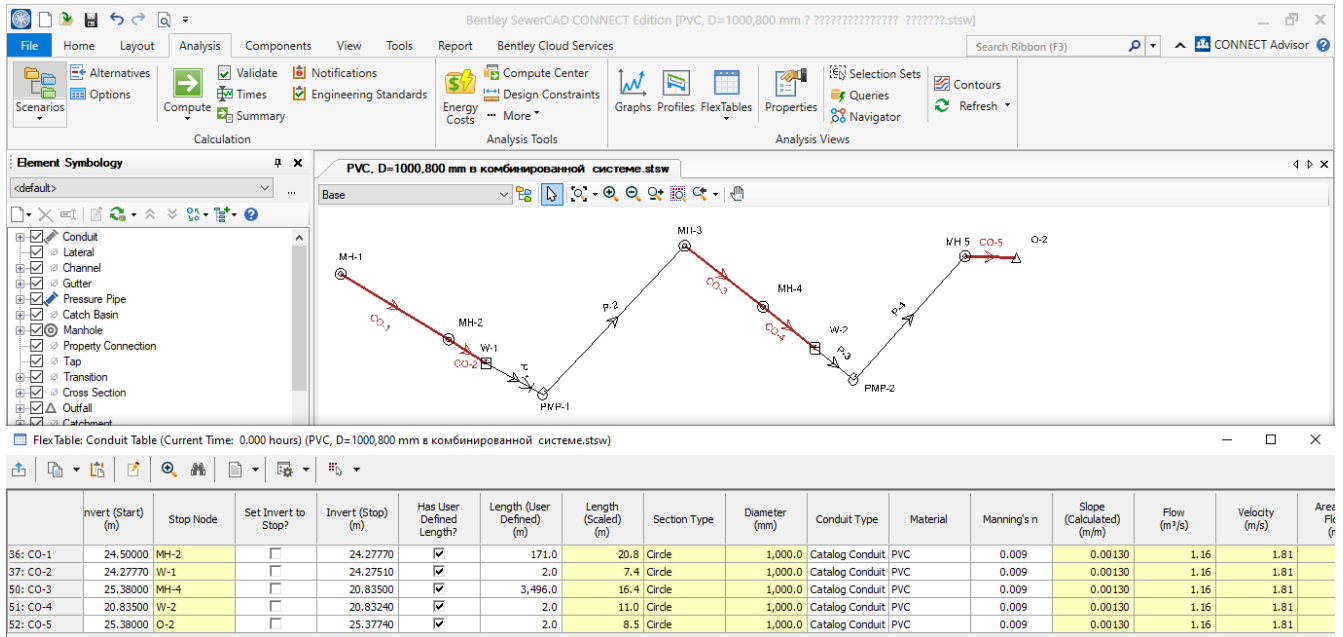
| Номер | Наполнение h/d | Гидравлический радиус R, М | Скорость V, м/с | Расход Q, м ³ /с |
|-------|----------------|-------------------------------|-----------------|--------------------------------|
| 1 | 0.1 | 0.0645 | 0.6444 | 0.0270 |
| 2 | 0.2 | 0.1209 | 0.9795 | 0.1100 |
| 3 | 0.3 | 0.1696 | 1.2274 | 0.2400 |
| 4 | 0.4 | 0.2161 | 1.4427 | 0.4300 |
| 5 | 0.5 | 0.2500 | 1.5898 | 0.6300 |
| 6 | 0.6 | 0.2778 | 1.7053 | 0.8400 |
| 7 | 0.7 | 0.2966 | 1.7814 | 1.0500 |
| 7 | 0.76 | 0.3026 | 1.8056 | 1.1600 |
| 8 | 0.8 | 0.3042 | 1.8119 | 1.21900 |

Таблица 4.9 Расчетные значения гидравлических параметров с трубой стеклопластик GRP диаметром 1800мм

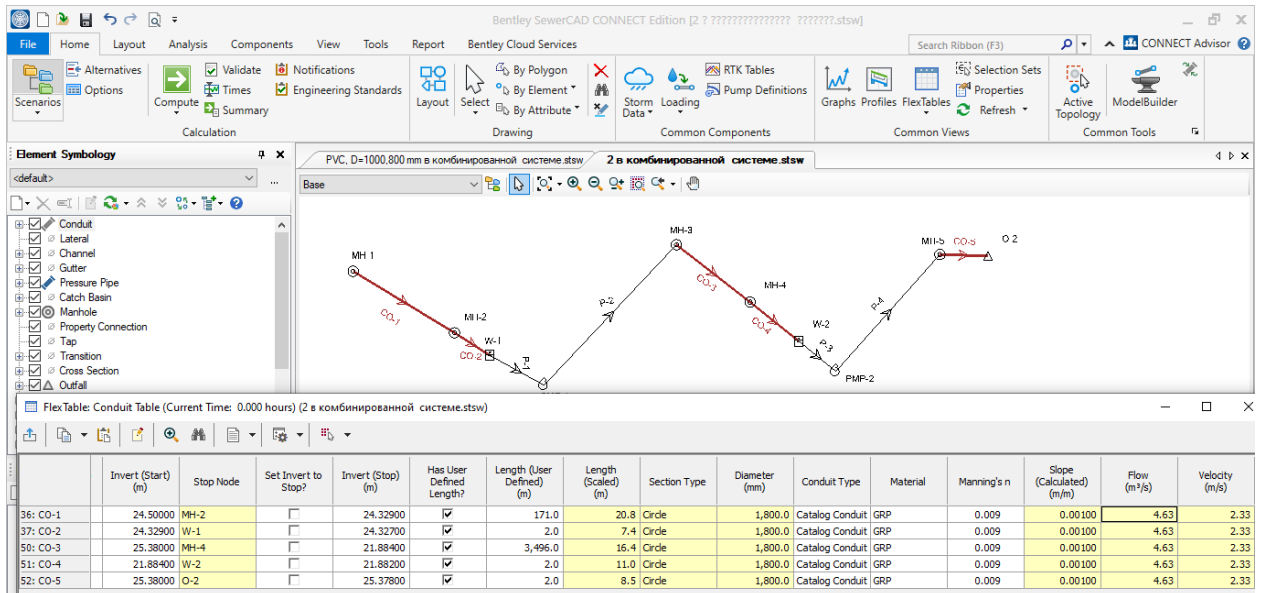
| Номер | Наполнение h/d | Гидравлический радиус R, М | Скорость V, м/с | Расход Q, м ³ /с |
|-------|----------------|-------------------------------|-----------------|--------------------------------|
| 1 | 0.1 | 0.1145 | 0.8284 | 0.1100 |
| 2 | 0.2 | 0.2171 | 1.2692 | 0.4600 |
| 3 | 0.3 | 0.3079 | 1.6022 | 1.0300 |
| 4 | 0.4 | 0.3839 | 1.8559 | 1.7500 |
| 5 | 0.5 | 0.45 | 2.0633 | 2.6300 |
| 6 | 0.6 | 0.5533 | 2.2146 | 3.5400 |
| 7 | 0.7 | 0.5333 | 2.3108 | 4.4000 |
| 7 | 0.73 | 0.5396 | 2.3288 | 4.6300 |
| 8 | 0.8 | 0.5476 | 2.3517 | 5.1400 |

Приведенные данные показывают, что пропускная способность трубопроводов в безнапорном режиме зависит как от величины уклона в трубопроводе, так и от степени наполнения трубы. Как видно, скорость и расход рассчитаны для пластиковой трубы диаметром 1000 мм и трубы из стеклопластика GRP диаметром 1800 мм и ее заполнения h/d в пределах 0.1 – 0.8. Так, при уклоне $i = 0.0013$ и наполнении $h/d = 0.8$ величины скорости и расхода составят соответственно 1.8119 м/с и 1.21900 м³/с, а при уклоне 0.001 соответственно 2.3517 и 5.1400 м³/с. Из рисунка 4.12 и таблиц 4.8, 4.9 видно, что скорость при расходе 1.16 м³/с и уклоне $i = 0.0013$ составляет 1.8056 м/с, и при расходе 4.63 м³/с с уклоном 0.001 равна 2.3288 м/с, что находится в пределах рекомендуемой скорости (выше скорости заиливания), в соответствии с требованиями (СП 32.13330.2012 Канализация). Сравнивая эти параметры с минимально допустимыми скоростями во избежание отложений, можно отметить, что они удовлетворяют требованиям¹.

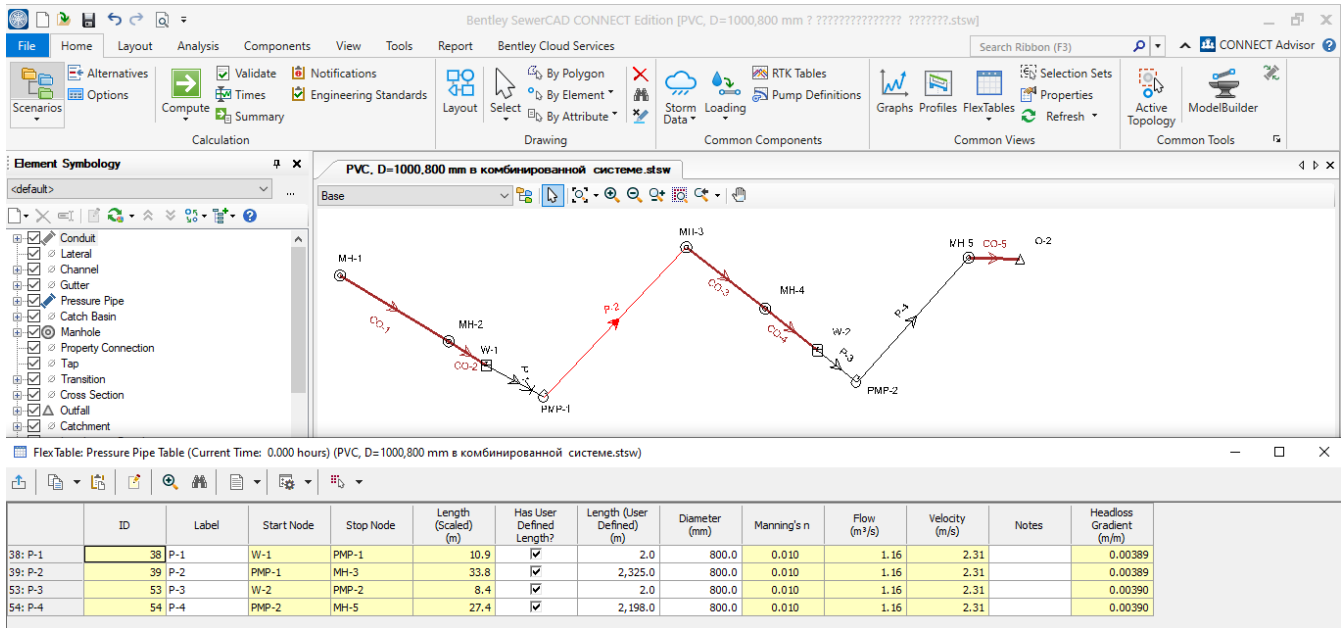
Одним из наиболее фундаментальных решений, принимаемых при проектировании системы транспортировки воды, является выбор между безнапорной или напорной системой. Безнапорные системы на сегодняшний день являются наиболее распространенным типом систем, потому что они просты в эксплуатации. Пока у вас есть уклон в правильном направлении, безнапорные системы работают самостоятельно. Рисунок 4.12 (b,d)- что необходимо отметить, что глубины бурения в конце водопровода превысили 6 метров и, следовательно, не соответствуют требованиям, а также большая стоимость бурения. Далее потребуется установить насосную станцию и перенаправить поток через водосборный бассейн. Основными причинами использования напорной системы являются сочетание топографии, геологии и стоимости. Поэтому рассматривалось использование комбинированной системы (напорной и безнапорной) при транспортировке очищенных сточных вод. На рисунке 4.13 показана комбинированная система транспортировки очищенных сточных вод для различных диаметров и расходов.



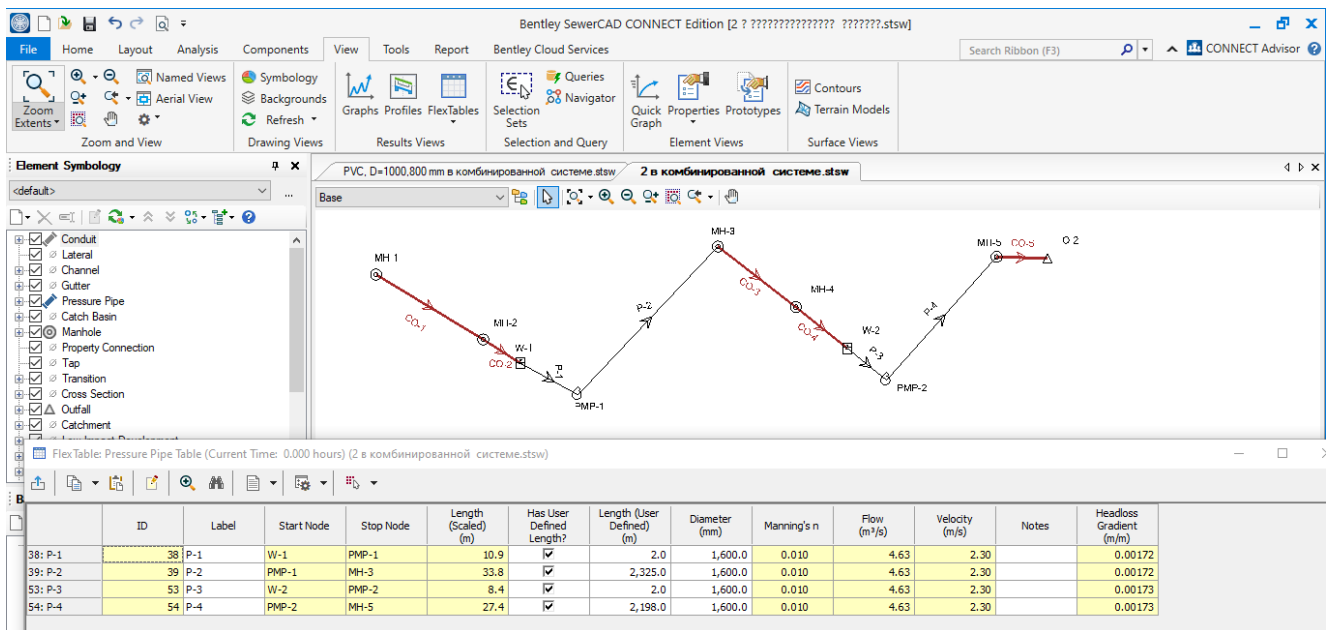
a.



b.



C.

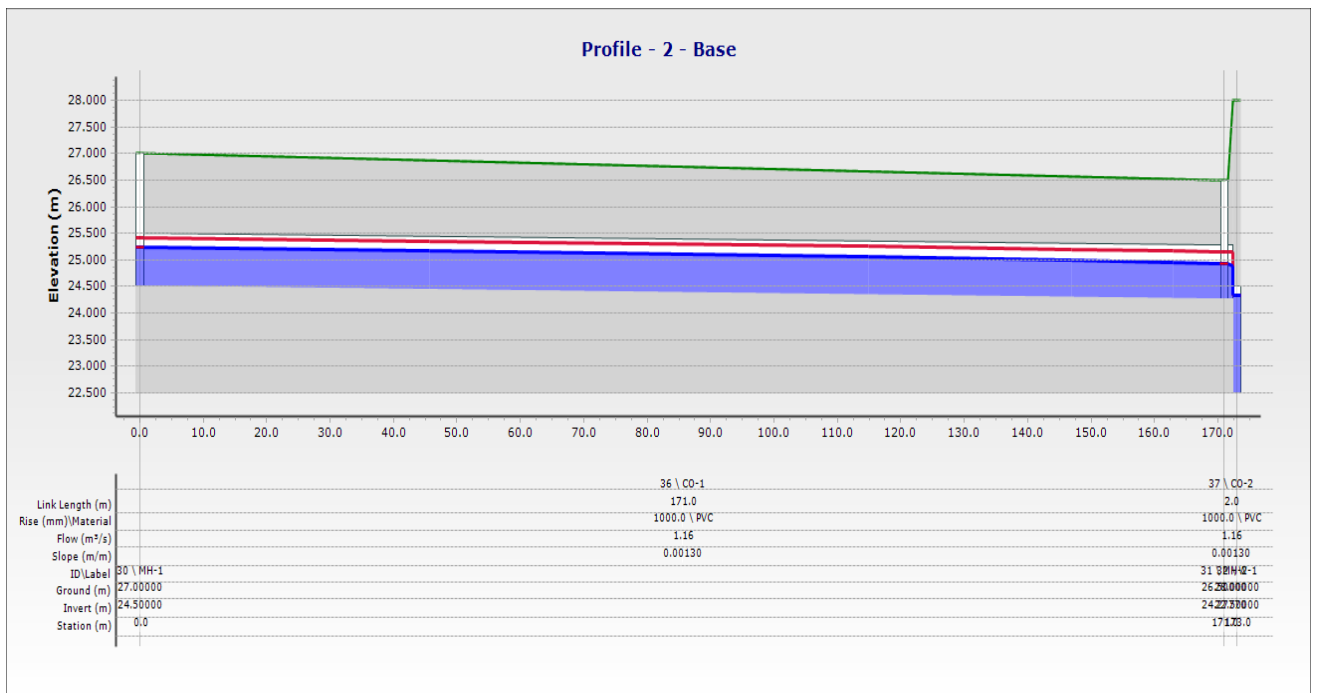


d.

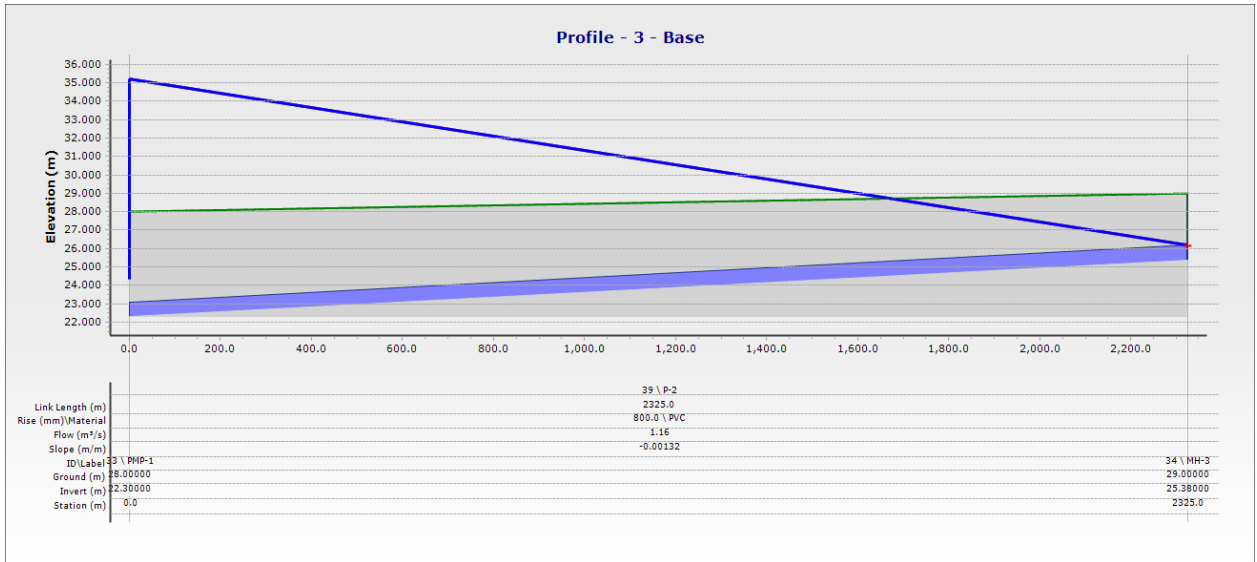
Рисунок 4.13 Имитационная комбинированная модель в программе SewerCAD (a) результаты модели с трубой PVC диаметром 1000 мм для безнапорной системы (b) результаты модели с трубой из стеклопластика GRP диаметром 1800 мм для безнапорной системы (c) результаты модели с трубой PVC диаметром 800 мм для напорной системы (d) результаты модели с трубой стеклопластика GRP диаметром 1600 мм для напорной системы.

На рисунке 4.13 (a,b) показаны результаты безнапорных частей системы, представленных в трубах (CO1, CO2, CO3, CO4, CO5) для различных диаметров и расходов. Начало и конец каждой трубы определялись исходя из естественного топографии земли, чтобы использовать уклон для транспортировки воды. Как видно, скорость и расход рассчитаны для пластиковой трубы диаметром 1000 мм и трубы из стеклопластика GRP диаметром 1800 мм, величины скорости и расхода составят соответственно 1.81 м/с и 2.33 м/с при расходе 1.16 м³/с и 4.63 м³/с.

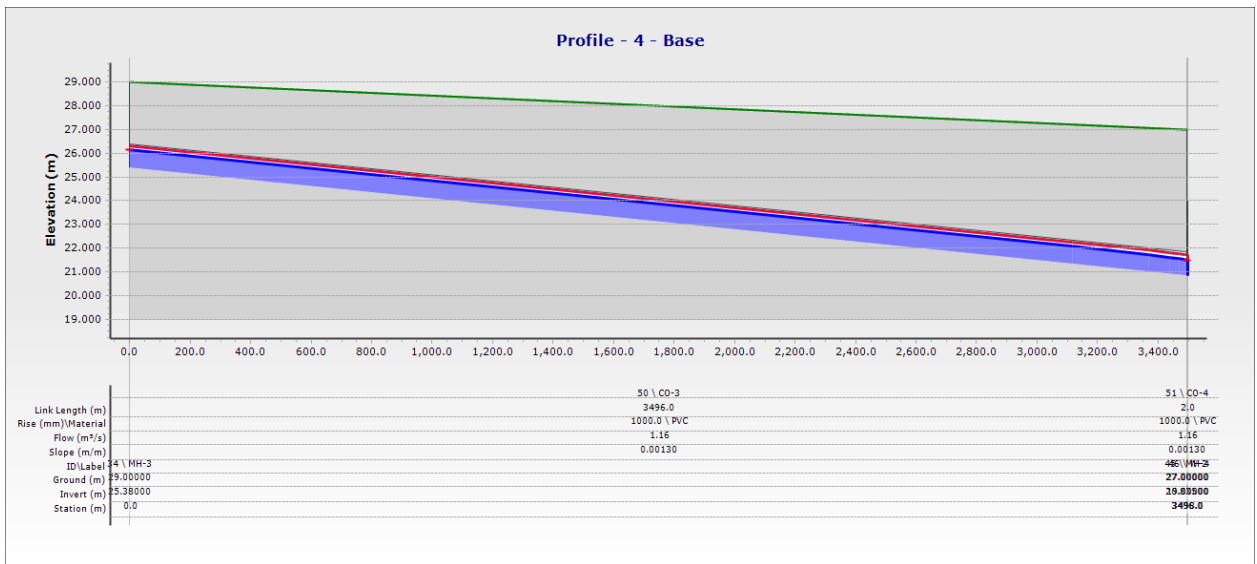
На рисунке 4.13 (c,d) показаны результаты напорных частей системы, представленных в трубах (P1, P2, P3, P4) для различных диаметров и расходов. Как видно, скорость и расход рассчитаны для пластиковой трубы диаметром 800 мм и трубы из стеклопластика GRP диаметром 1600 мм, величины скорости и расхода составят соответственно 2.31 м/с и 2.30 м/с при расходе 1.16 м³/с и 4.63 м³/с. На рисунке 4.14,4.15 показан продольный профиль трубы для транспортировки сточных вод для различных диаметров и систем потока.



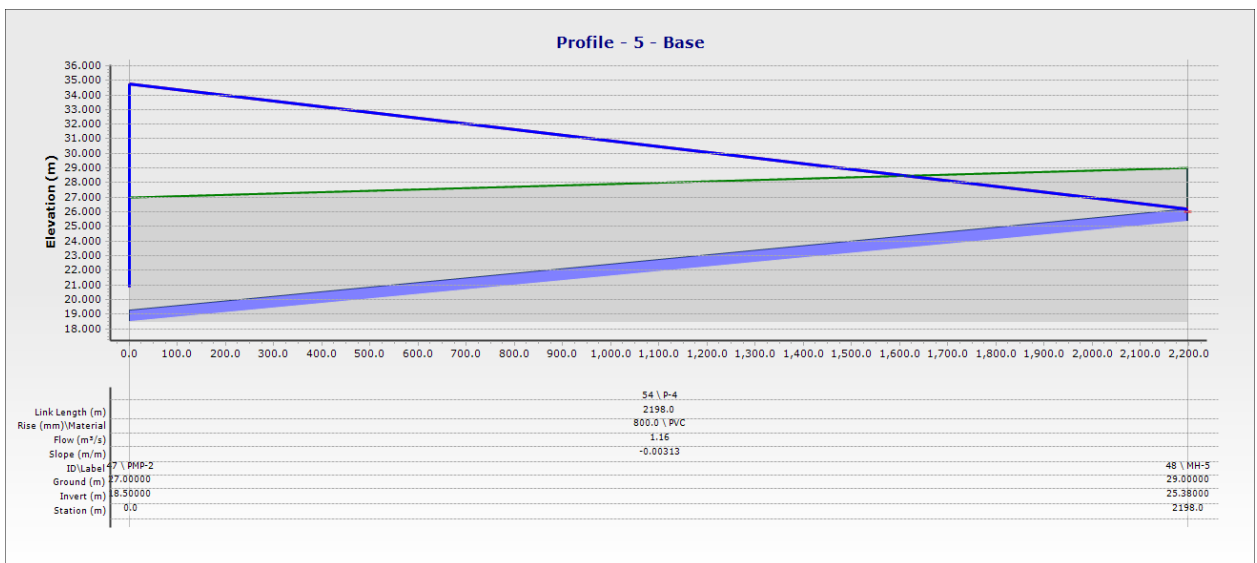
a.



b.

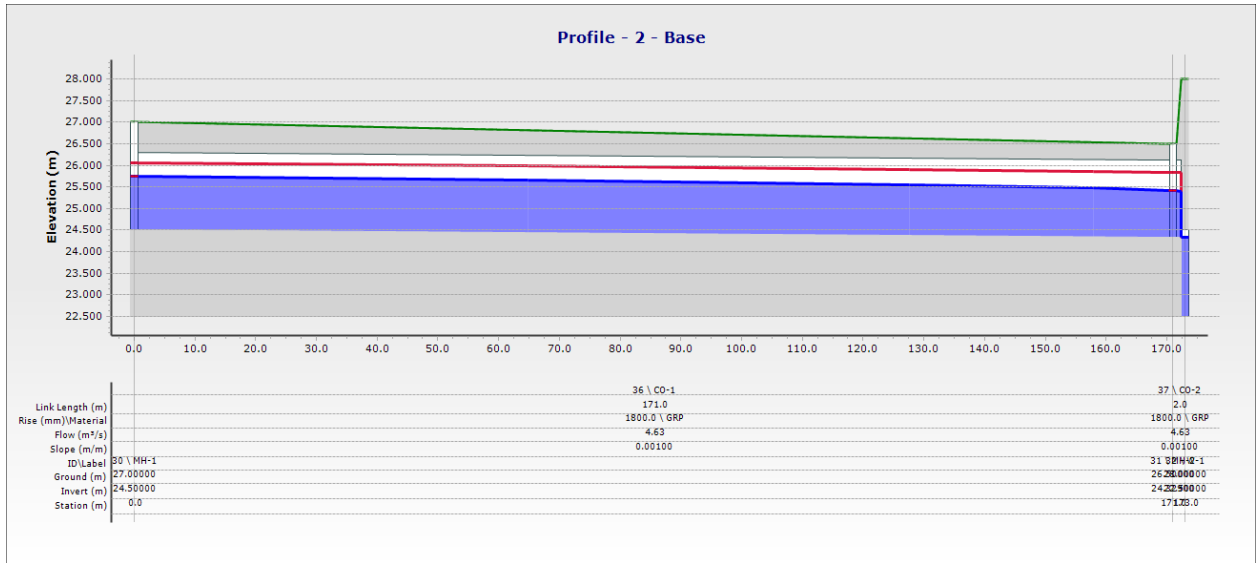


c.

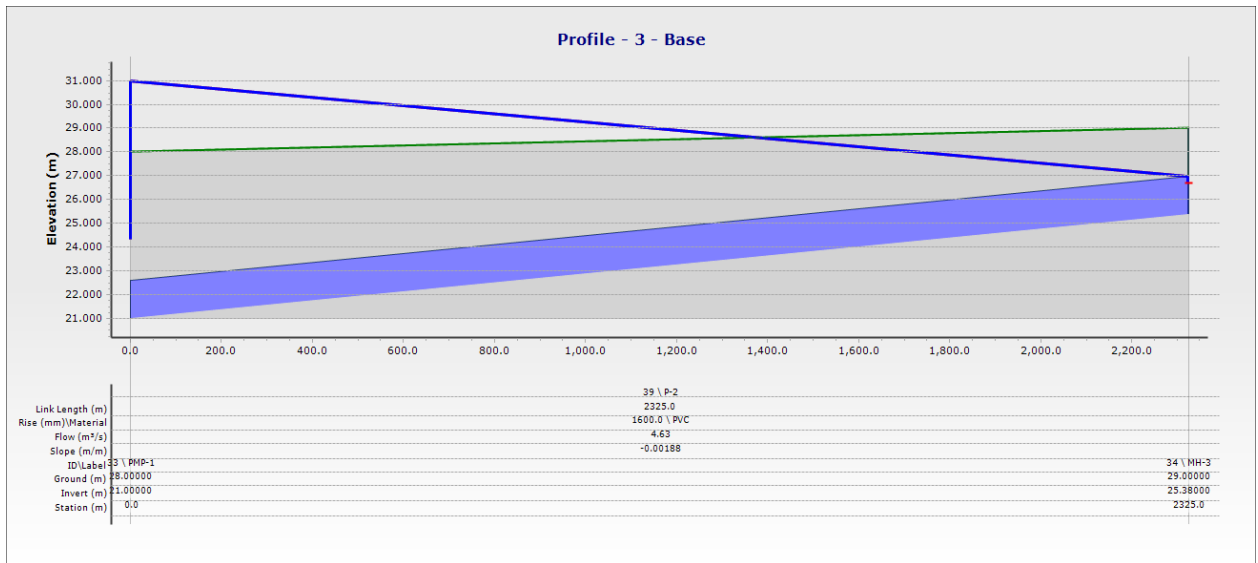


d.

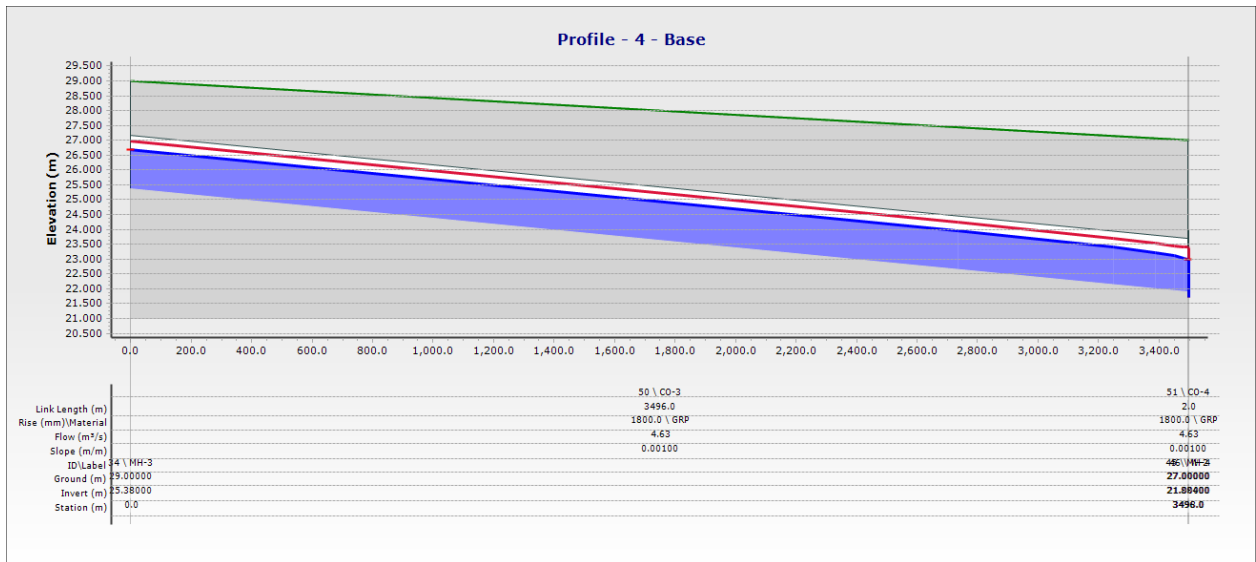
Рисунок 4.14 Продольный профиль трубы для пластиковой трубы а) диаметром 1000 мм-безнапорный режим потока и б) диаметром 800 мм-напорный режим потока.



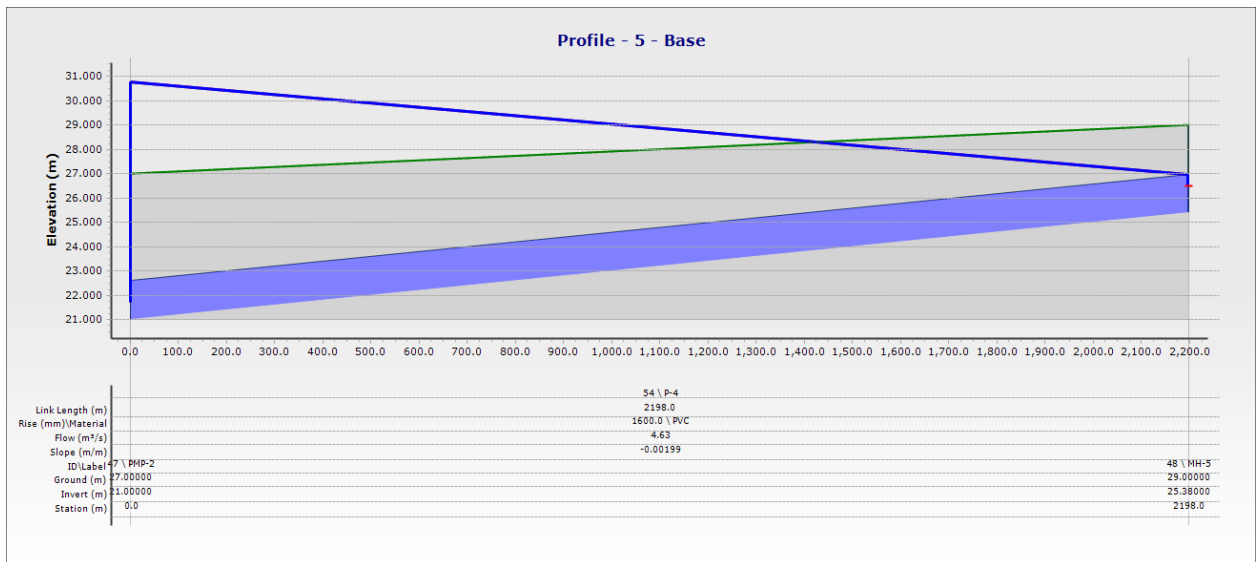
a.



b.



c.



d.

Рисунок 4.15 Продольный профиль трубы из стеклопластика GRP с) диаметром 1800 мм - безнапорный режим потока и d) диаметром 1600 мм - напорный режим потока.

На рисунках выше показаны для каждой трубы: материал, диаметр, уклон безнапорной системы, длина трубы и высота начала и конца трубы.

4.9 Сравнение стоимости напорной и комбинированной системы

Стоимость транспортирования воды по напорным трубам произведен в главе 2, далее рассмотрен вопрос о снижении затрат при комбинированной системе подачи воды. Для определения стоимости в напорной и комбинированной системе, используется стоимость трубы на единицу длины для разного сортамента материала труб, что ранее было одобрено. Цены на трубы в расчетах соответствуют ценам для административного округа Кербел. В таблице 4.10 указана цена диаметра трубы за 1 погонный метр длины для каждого типа материала трубы.

Таблица 4.10 Стоимость труб из разного материала

| Диаметр, мм | Стеклопластика GRP, \$/м | Пластик, \$/м |
|-------------------|-----------------------------|------------------|
| Первый вариант | | |
| 800 | | 230 |
| 1000 | | 345 |
| Второй вариант | | |
| 1600 | 473 | |
| 1800 | 569 | |

Ранее также, годовые затраты на транспортировку сточных вод на 1 п. м. (погонный метр) рассчитывались по формуле (2.5). В таблице 4.11 показаны стоимость эксплуатационных расходов транспортировки воды на 1 п. м. трубопровода для двух вариантов. Протяженность трубопровода между двумя станциями составляет 8200 м.

Таблица 4.11 Стоимость эксплуатации воды на 1 п. м. труб разных диаметров и материалов

| Диаметр, мм | Стеклопластика GRP, (\$/год) | Пластик (\$/год) |
|-------------------|---------------------------------|---------------------|
| Первый вариант | | |
| 800 | | 31.9 |
| 1000 | | 10.7 |
| Второй вариант | | |
| 1600 | 59.8 | |
| 1800 | 33.3 | |

Результаты вычисления в напорной системе модели свидетельствуют что, оптимальный диаметр для первого варианта составлял 800 мм из пластика при стоимости 2173770 долларов (цена трубы и стоимость транспортировки в год). Результаты второго варианта составили 1600 мм для стеклопластика GRP стоимостью 4 415 600 долларов.

В комбинированной системе использовались пластиковые трубы диаметром (800 и 1000 мм) для первой модели и трубы из стеклопластика GRP диаметром (1600 и 1800 мм) для второй модели. В таблице 4.12 показан расчет стоимости комбинированной системы для обоих вариантов.

Таблица 4.12 Расчет стоимости комбинированной системы для обоих вариантов.

| Диаметр, мм | Стоимость труб Пластик, \$/м | Стоимость труб стеклопластик GRP, \$/м | Стоимость эксплуатации трубы Пластик (\$/1 м.год) | Стоимость эксплуатации труб стеклопластикGRP (\$/год) | Длина трубы м | Общая стоимость трубы \$ | Общая стоимость эксплуатации (\$/год) | Общая стоимость (трубы + эксплуатации) \$ |
|----------------|---------------------------------------|--|--|--|------------------|-----------------------------------|--|--|
| Первый вариант | | | | | | | | |
| 800 | 230 | – | 31.9 | – | 4527 | 1041210 | 144411.3 | 1185621.3 |
| 1000 | 345 | – | 0 (безнапорных система) | – | 3673 | 1267185 | 0 (безнапорных система) | 1267185 |
| | | | | | | | | 2452806.3 |
| Второй вариант | | | | | | | | |
| 1600 | - | 473 | - | 59.8 | 4527 | 2141271 | 270714.6 | 2411985.6 |
| 1800 | - | 569 | - | 0 (безнапорных система) | 3673 | 2089937 | 0 (безнапорных система) | 2089937 |
| | | | | | | | | 4501922.6 |

Результаты вычисления в комбинированной системе свидетельствуют что, для первого варианта составлял (800 и 1000мм) из пластика при стоимости 2452806.3 долларов (цена трубы и стоимость транспортировки в год). Необходимо отметить, что эта стоимость выше стоимости напорной системы, за счет использования пластиковой трубы диаметром 1000мм. Результаты второго варианта составили (1600 и 1800 мм) для стеклопластика GRP стоимостью 4501922.6 долларов.

Выполнены расчеты комбинированной системы (напорной и безнапорной) подачи воды с программой SewerCAD. Сравнение вариантов подачи воды между напорной и комбинированной системой подачи воды в таблице 4.13.

Таблица 4.13 Сравнение вариантов подачи воды между напорной и комбинированной системой подачи воды

| Диаметр, мм | Стоимость эксплуатации трубы Пластик (\$/1 м.год) | Длина трубы, м | Общая стоимость эксплуатации (\$/год) | % снижение эксплуатационных расходов ежегодно |
|----------------|--|--------------------------------------|--|---|
| Первый вариант | | | | |
| 800 | 31.9 | 8200 (напорной система) | 265580 | 45.6% |
| 800 | 31.9 | 4527 (комбинированной системы) | 144411.3 | |
| Второй вариант | | | | |
| 1600 | 59.8 | 8200 (напорной система) | 490360 | 44.7% |
| 1600 | 59.8 | 4527 (комбинированной системы) | 270714.6 | |

Из таблицы видно, что снижение эксплуатационных расходов ежегодно почти на 45 % ниже при транспортировании воды по комбинированной системе трубопроводов.

4.10 Разработка схемы распределения очищенных сточных вод для орошения в административном районе Кербела, Ирак

Известно, что ближневосточные страны, в первую очередь Кувейт, Иран, Ирак, Оман и другие, имеют большие запасы нефти и являются «безводными странами». Крупнейшим потребителем воды во всем мире является сельскохозяйственный сектор, примерно 67% от общего объема забора воды [89]. К 2025 г. ожидается увеличение расхода воды на орошение в 1,2 раза в связи, с ростом численности населения и увеличением потребностей в продовольствии в регионе [90]. Одним из альтернативных вариантов решения проблемы дефицита воды является повторное использование очищенных сточных вод для целей орошения. В мире уже имеется многолетний опыт использования сточных вод в сельском хозяйстве в таких странах, как Индия, США, Австралия, Испания [91] и Южная Африка. В условиях растущего дефицита пресной воды во многих арабских странах, таких как Саудовская Аравия [92] и Кувейт, Иордания, орошение земель очищенными сточными водами находят большое применение.

Основной задачей в системе сельскохозяйственного водоснабжения является обеспечение требуемого расхода и соответствующего качества воды для полива [93-97].

Нашей задачей является создание имитационной модели с помощью программы WaterCAD V8i для транспортировки и распределения очищенных сточных вод города Кербела для ирригационного водоснабжения[98].

Особое значение в автоматизации придается средствам математического описания и алгоритмизации процессов, происходящих в системе управления водораспределением.

С одной стороны, они должны позволять моделировать поведение системы в различных режимах работы, а с другой — быть достаточно точными для расчета затрат и других факторов, учитывать особенности конкретной оросительной системы и быть просты в использовании.

4.10.1 Проектирование водораспределительной сети, подбор гидравлических параметров сети и характеристик потока

В отличие от традиционных методов расчета принцип имитационного моделирования основывается на том, что математическая модель воспроизводит процесс функционирования во времени, причем имитируются события, протекающие в системе. Для создания имитационной модели работы системы трубопроводов для транспортирования и распределения орошаемой воды использованы законы и уравнения гидравлики, численные методы, используемые в вычислительной гидравлике, программирование, принципы обработки данных. Кроме того, в модели учтены специфические условия региона. В модель заложен резервуар для подачи воды и трубопроводная арматура, чтобы учесть потери напора в сети.

С помощью модели решаются задачи распределения расходов в узловых точках системы, подбор диаметра труб и скоростей. Далее на основе известных скоростей потока вычисляются давления или потери напора через систему [99]. В любом узле системы, содержащей несжимаемую жидкость, общий объемный (или входящий массовый поток) должен равняться выходным потокам за вычетом изменения в хранении. Разделение расходов на потоки от соединительных труб, требований и хранилищ может быть выражено как [100]:

$$\sum Q_{in}\Delta t = \sum Q_{out}\Delta t + \Delta V_s \quad (4.18)$$

Где, Q_{in} – общий поток в узел $\text{м}^3/\text{с}$, Q_{out} – общая потребность в узле $\text{м}^3/\text{с}$, ΔV_s – изменение объема хранилища м^3 , Δt – изменение во времени (с). Уравнение расходов может быть описана для системы подачи воды с попутным распределением воды по пути транспортирования.

Для определения давления в сети и требуемого напора можно использовать уравнение Бернулли. Уравновешивая энергию в двух точках системы, мы получим тогда уравнение энергии:

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_L + h_p \quad (4.19)$$

Где: P – давление ($\text{Н} / \text{м}^2$), γ – удельный вес ($\text{Н}/\text{м}^3$), z – геометрический напор (м), V – скорость (м / с), g – постоянная гравитационного ускорения ($\text{м} / \text{с}^2$), h_p – потери напора на местные сопротивления (м), h_L – потери напора по длине (м).

Для определения расхода в напорной системе используется формула Хазена - Вильямса . Формула выглядит следующим образом:

$$Q = K \times C \times A \times R^{0.63} \times S^{0.54} \quad (4.20)$$

Где Q – расход в секции ($\text{м}^3/\text{с}$), C – коэффициент шероховатости Хазена-Вильямса (без единиц измерения), A – площадь проходного сечения (м^2), R – гидравлический радиус (м), S – уклон трения (м/м), k – константа (0.85 для единиц СИ).

Основу моделирования процессов управления водораспределением на оросительных системах составляет имитация процессов движения воды в каналах и трубопроводах оросительной системы. Реализация динамического управления процессами транспортировки и распределения воды требует соответствующего информационного и математического обеспечения. Качество динамического управления во многом зависит от совершенства математических моделей, сложность составления которых определяется многофакторностью процесса распределения воды.

Исследования, проведенные в этой работе, основаны на данных Управления водных ресурсов и Управления канализации в провинции Кербела. Эти данные были

использованы для построения имитационной модели с помощью программы WaterCAD V8i Как показано на следующем рисунке:



Рисунок 4.16 Методология исследования

4.10.2 Сбор данных

Приняты следующие граничные условия скорости потока в сети при моделировании, не менее (0.6) м/с. Категорически запрещено, чтобы скорости в сети превышали более 3 м/с [101].

Общий расход очищенных сточных вод из городских очистных сооружений составляет 500 000 м³/сутки (5.78 м³/с).

Для определения диаметра труб используется уравнение неразрывности:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} \quad (4.21)$$

Где Q– расход воды в трубопроводе (м³/с), V– скорость в трубопроводе (м /с), d– диаметр трубы (м), π– 2.47.

Сеть состоит из труб с коэффициентом шероховатости Хазена-Вильямса C = 150 (стеклопластик GRP, пластик). Длины труб и их диаметры приведены в таблице

4.14, а подготовка входных данных для компьютерного моделирования WaterCAD V8i.

Таблица 4.14 Входные данные трубы и узловые для симулятора WaterCAD V8i

| Труба | Длина(м) | Диаметр(мм) | узлы | Отметки поверхности земли (м) |
|--------------|-----------------|--------------------|-------------|--|
| P-1 | 86 | 1600 | PMP-1 | 23 |
| P-2 | 65 | 1600 | J-1 | 29 |
| P-3 | 42 | 800 | J-2 | 29 |
| P-4 | 117 | 800 | J-3 | 29 |
| P-5 | 123 | 1000 | J-4 | 29 |
| P-6 | 117 | 800 | J-5 | 29 |
| P-7 | 165 | 8000 | J-1 | 29 |
| P-8 | 45 | 150 | J-4 | 29 |
| P-9 | 84 | 200 | J-5 | 29 |
| P-10 | 88 | 200 | J-6 | 29 |
| P-11 | 201 | 800 | J-3 | 29 |
| P-12 | 187 | 800 | J-8 | 29 |
| P-13 | 190 | 800 | J-9 | 29 |
| P-14 | 220 | 800 | J-10 | 29 |
| P-15 | 99 | 200 | J-7 | 29 |
| P-16 | 150 | 200 | J-9 | 29 |
| P-17 | 168 | 200 | J-10 | 29 |
| P-18 | 210 | 600 | J-7 | 26 |
| P-19 | 191 | 800 | J-12 | 30 |
| P-20 | 224 | 600 | J-13 | 30 |
| P-21 | 272 | 600 | J-14 | 29 |
| P-22 | 87 | 200 | J-11 | 29 |
| P-23 | 200 | 200 | J-13 | 30 |

| | | | | |
|------|-----|-----|------|----|
| P-24 | 229 | 200 | J-14 | 29 |
| P-25 | 173 | 600 | J-11 | 29 |
| P-26 | 185 | 800 | J-16 | 24 |
| P-27 | 186 | 600 | J-17 | 26 |
| P-28 | 188 | 600 | J-18 | 27 |
| P-29 | 68 | 200 | J-15 | 24 |
| P-30 | 213 | 400 | J-17 | 26 |
| P-31 | 192 | 400 | J-18 | 27 |
| P-32 | 61 | 400 | J-15 | 24 |
| P-33 | 64 | 600 | J-20 | 25 |
| P-34 | 134 | 400 | J-21 | 26 |
| P-35 | 198 | 400 | J-22 | 27 |
| P-36 | 51 | 400 | J-19 | 30 |
| P-37 | 190 | 400 | J-21 | 26 |
| P-38 | 206 | 400 | J-22 | 27 |

Для расчета распределения в воде на узловых точках используется уравнение:

$$\text{Потребность в воде в узле} = \frac{\text{Поток}}{\text{количество узлов}} \quad (4.22)$$

например, потребность в воде в узле $= \frac{5.78}{22} = 0.263 \text{ м}^3/\text{с}$

В модели заложены насосное оборудование следующими характеристиками:

расход - $6 \text{ м}^3/\text{с}$; требуемый напор - 40 м.

4.10.3 Построение модели

Модель построена с использованием программного обеспечения WaterCAD V8i с предоставлением всех необходимых входных данных. На рисунке 4.17

показана построенная модель системы распределения воды в ирригационной системе.

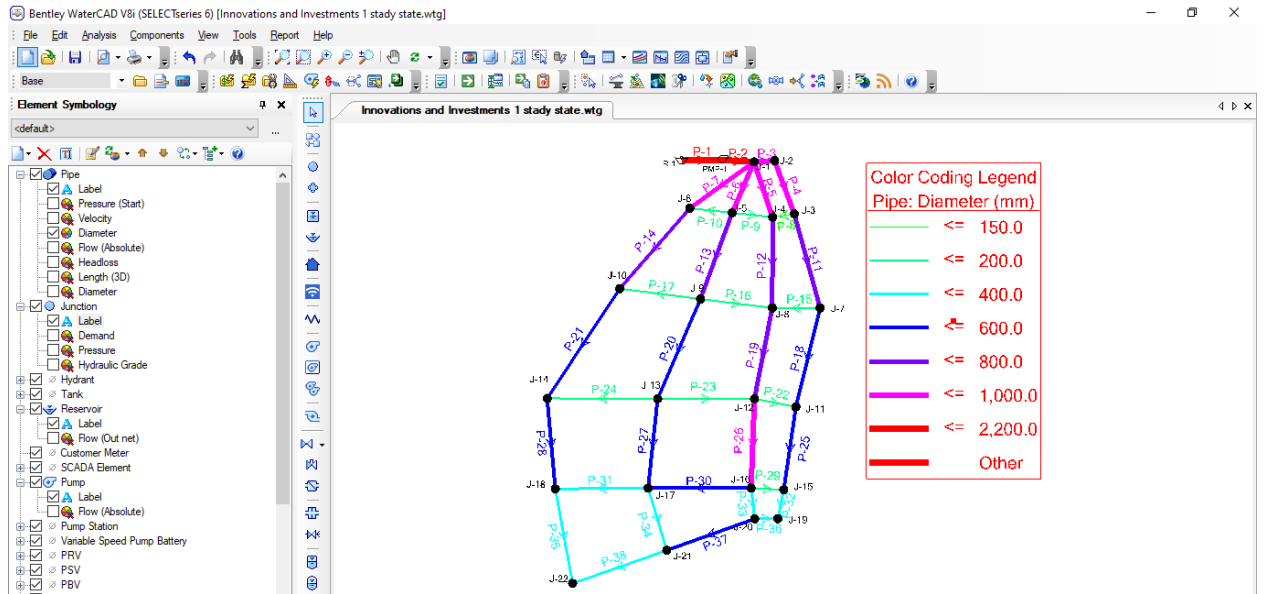


Рисунок 4.17 Построенная модель сети

Результаты гидравлического расчета WaterCad V8i, представленные скоростью потока в водопроводной сети на рисунке (4.18).

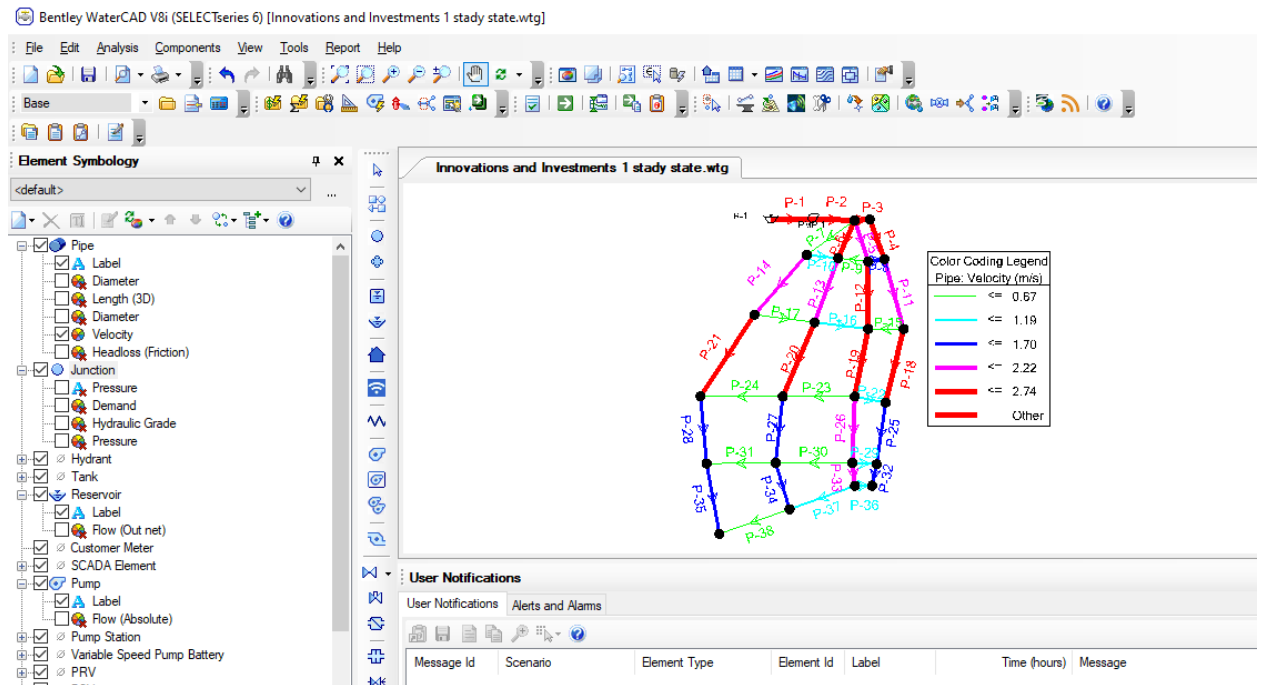


Рисунок 4.18 Расчет скоростей потока в трубопроводной сети

Как показано выше, скорость потока во всех трубах не превышает максимальной (3 м/с), где максимальное значение скорости зафиксировано в трубах (р -1, р -2) 2.87 м/с, (р -3) 2.82 м/с, (р -4) 2.30 м/с, (р -12) 2.76 м/с. На рисунке (4.19) показаны потери напора (трение) в трубах.

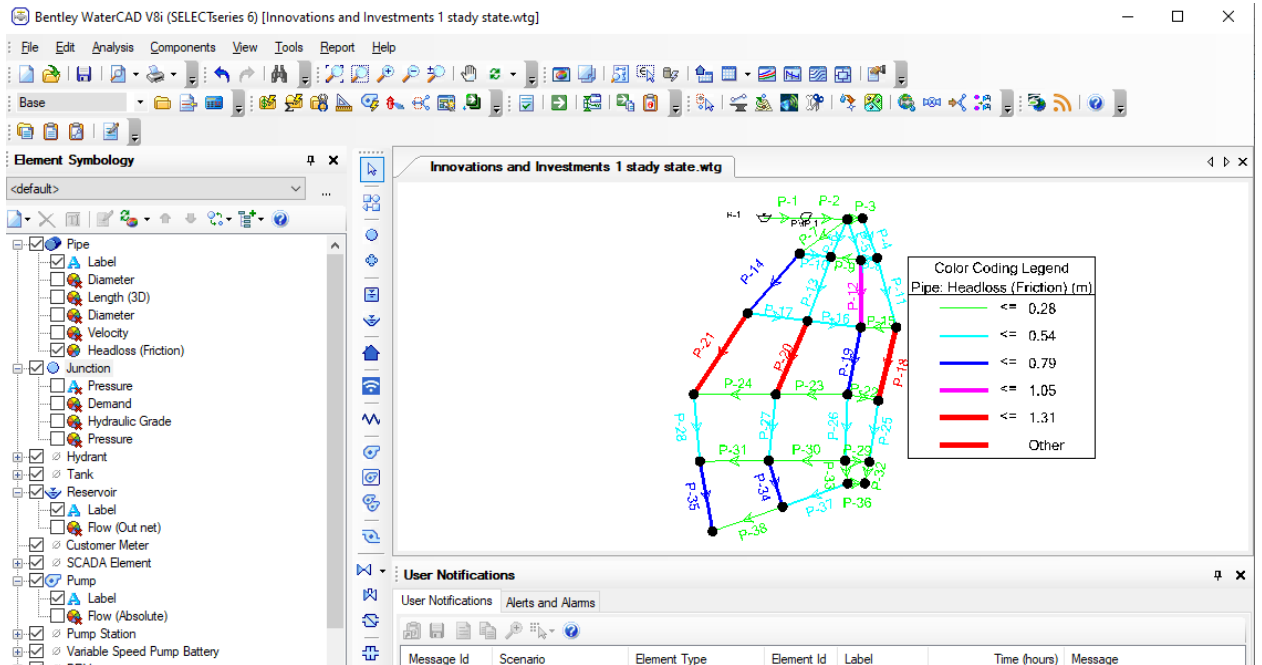


Рисунок 4.19 Расчет потери напора (трение) в трубах

После запуска модели было замечено, что удельные потери напора во всех трубах колеблются от 0.28 м до 1.31 м, что меньше максимального значения, т.е. 10 м/км (определяется нормативами сельского водоснабжения).

Цветовая маркировка указана для нескольких диапазонов напоров в узле. Цветовая маркировка поможет понять разницу в диапазоне давлений на различных узлах. На рисунке 4.20 пьезокарта давлений в трубопроводах сети после гидравлического прогона в WaterCAD V8i.

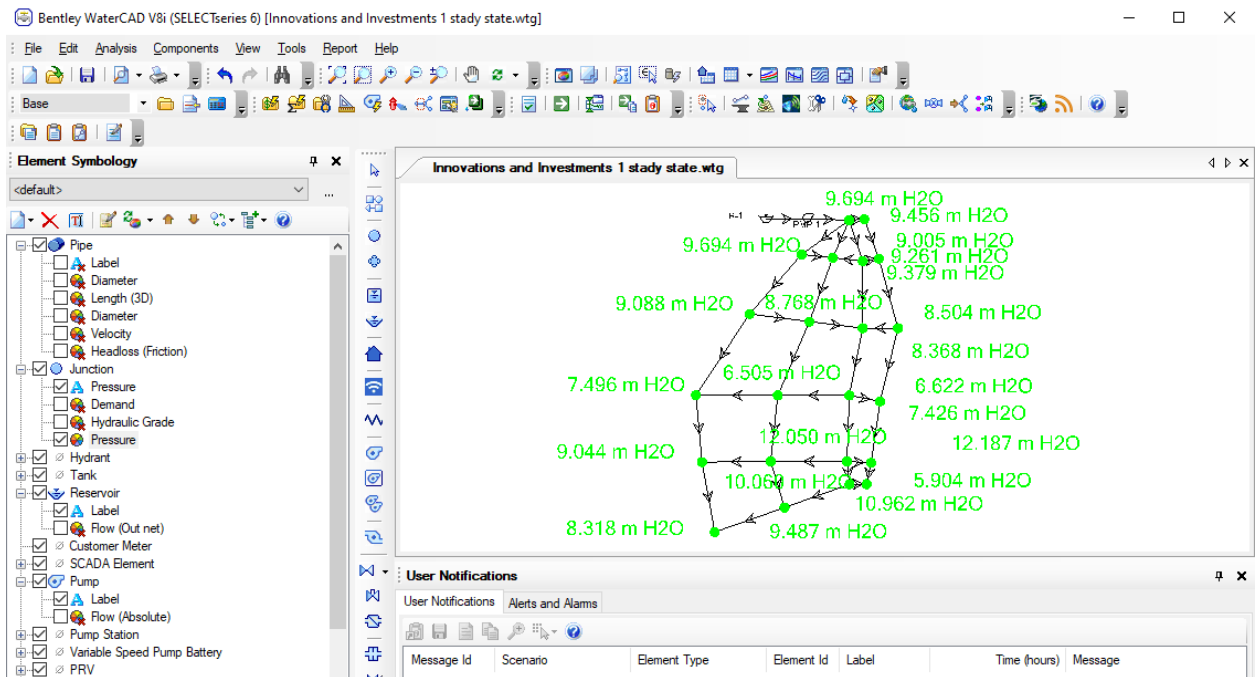


Рисунок 4.20 Пьезокарта давления в трубопроводах сети

Давление, получаемое в различных узлах, зависит от топографии рассматриваемой области. Давление увеличивается с увеличением глубины, следовательно, чем ниже высота узла, тем выше давление в нем. Минимальное давление составило 5.9 м Н₂О в узле j-19, а максимальное давление составило 12.187 м Н₂О в узле j-16.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4

1. Проведение лабораторных исследований по определению гидравлических свойств полиэтиленового трубопровода диаметром 100 мм и сопоставление этих результатов с программой SewerCAD позволило спроектировать систему магистральных трубопроводов самотечным транспортом очищенных сточных вод в г. Кербела (Ирак).

2. Полученные результаты коррелируются с требованиями СП 32.13330.2012 «Канализация. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП

2.04.03-85» позволяют рассматривать представленные практические и теоретические наработки в качестве базы для проектирования иных объектов технического водоснабжения на территории Ирака и других арабских стран.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Выполнены аналитические исследования по использованию очищенных сточных вод, подаваемые на мелиорированные земли в городе Кербела. В результате использования очищенных сточных вод дефицит воды снизится в среднем на 54.6% от общего водопотребления на сельскохозяйственные нужды.

2. Получены соответствующие зависимости потери напора между формулами Дарси-Вейсбаха и Хазена-Вильяма для четырех типов труб. Коэффициент корреляции между обеими формулами оказался равным 0.99 для всех материалов труб. Формула Хазена-Вильяма имеет ограничения в применении по виду жидкости и температуре, только для воды, температурой до 30 °С и турбулентного режима. Кинематическая вязкость воды, которая влияет на коэффициент гидравлического сопротивления и на число Рейнольдса, зависит от температуры. В административном округе Кербела температура колеблется от 0 °С до 47 °С. В то время как формула Дарси-Вейсбаха является универсальной для всех видов жидкости и применимо во всех диапазонах скоростей, температур, шероховатости и числа Рейнольдса, поэтому формула Дарси-Вейсбаха является более точной, чем формула Хазена-Вильяма.

3. Определены оптимальные диаметры и материалы труб в напорной системе подачи воды при двух вариантах расхода. Установлено, что диаметр трубы 800 мм из пластика является оптимальным для первого варианта, а диаметр 1600 мм из стеклопластика GRP – оптимальным для второго варианта.

4. Получены значения потери напора и коэффициента гидравлического сопротивления для напорных труб из различных материалов. Сравнение результатов эксперимента с результатами, полученными с использованием традиционных методов и программного обеспечения WaterCAD V8i для напорной системы, показали, что потери напора, коэффициенты гидравлического сопротивления близки по значениям. В программе WaterCAD V8i и традиционных методах зафиксированы более высокие значения этих параметров для стальной трубы диаметром 100 мм с

полимерным покрытием и ниже для полиэтиленовой трубы диаметром 100 мм. Результаты проведенной работы позволяют сделать вывод о возможности ее широкого использования на практике для определения гидравлических характеристик потока в трубопроводе.

5. Получены значения средней скорости потока при различной степени наполнения и уклона для безнапорной трубы. Установлено, что значения скоростей потока, полученные в эксперименте, традиционным методом и с помощью программы SewerCAD практически идентичны.

6. Получены соответствующие зависимости для ряда гидравлических параметров (потери напора и коэффициента гидравлических сопротивлений) между результатами эксперимента и программой WaterCAD V8i для напорной системы, а также зависимости средней скорости потока от наполнения между результатами эксперимента и программой SewerCAD для безнапорной системы.

7. Выполнены расчеты комбинированной системы (напорной и безнапорной) подачи воды с программой SewerCAD. Сравнение вариантов подачи воды между напорной и комбинированной системой подачи воды показывает снижение эксплуатационных расходов ежегодно на 45 % ниже при транспортировании воды по комбинированной системе трубопроводов.

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы:

Перспективным направлением для исследований является совершенствование используемых программных обеспечений при определении потерь напора с различными коэффициентами шероховатости и гидравлических параметров потока.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Al-Kubaisi Q. Y., Aziz M. K. Evaluate the climatic conditions for the Karbala //Iraqi Journal of Science. – 2018. – С. 337-348.
2. Dzhumagulova N.T., L S Abdulameer. Use of Treated Waste Water in the Administrative District of Kerbala (Iraq) for Irrigation Purpose // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 1067 (2021) 012011. P.1-10.
3. Ministry of Water Resources, Directorate of Water Resources in Kerbala Province, Technical Department, “Unpubl. Data Available Water Releases Al-Hussainiyah Irrig. Proj. 2014-2019,” 2019.
4. Ministry of Agriculture and Irrigation, State Organization for Land Reclamation, and the Engineering Consulting Bureau at University of Technology, “The Economic Feasibility Study of Al-Hussainiyah Irrigation Project in Kerbala Province,” Baghdad, Iraq, Technical report, 1990.
5. Winpenny J. et al. The wealth of waste: the economics of wastewater use in agriculture //Water Reports. – 2010. – №. 35.
6. Mancosu N. et al. Water scarcity and future challenges for food production //Water. – 2015. – Т. 7. – №. 3. – С. 975-992.
7. Elgallal M. M. Development of an approach for the evaluation of wastewater reuse options for arid and semi-arid area : дис. – University of Leeds, 2017.
8. Ajibade F. O., Adewumi J. R., Oguntuase A. M. Sustainable approach to wastewater management in the Federal University of Technology, Akure, Nigeria //Nigerian Journal of Technological Research. – 2014. – Т. 9. – №. 2. – С. 27-36.
9. Захаров Р. Ю., Волкова Н. Е. Экологическая Оценка Возможности Использования Очищенных Сточных Вод Кос Пгт Советский Для Целей Орошения //Системы контроля окружающей среды. – 2019. – №. 2. – С. 126-134.
10. Aziz F., Farissi M. Reuse of treated wastewater in agriculture: solving water deficit problems in arid areas //Annales of West University of Timisoara. Series of Biology. – 2014. – Т. 17. – №. 2. – С. 95.
11. Hashem M. S., Qi X. Treated wastewater irrigation—A review //Water. – 2021. – Т. 13. – №. 11. – С. 1527.
12. El Moussaoui T. et al. Reuse study of sustainable wastewater in agroforestry domain of Marrakesh city //Journal of the Saudi Society of Agricultural Sciences. – 2019. – Т. 18. – №. 3. – С. 288-293.

13. Adewumi J. R., Ilemobade A. A., Van Zyl J. E. Treated wastewater reuse in South Africa: Overview, potential and challenges //Resources, Conservation and Recycling. – 2010. – Т. 55. – №. 2. – С. 221-231.
14. Джумагулова Н.Т., Абдуламир Лейс Саид Абдуламир. Использование очищенных сточных вод в административном округе Кербел Ирака для ирригационных целей // Сборник тезисов докладов III Всероссийского научно-практического семинара «Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства». 2020. С.89-90.
15. Al-Ansari N., Ali A., Knutsson S. Present conditions and future challenges of water resources problems in Iraq //Journal of Water Resource and Protection. – 2014. – Т. 6. – №. 12. – С. 1066-1098.
16. “Ministry of Construction, Housing and Municipalities, Directorate of Sewerage of Karbala Governorate, Employment Division, Station Inspection Division,” Unpubl. Data State Sanit. Stn. 2014-2019 Karbala, 2019.
17. Regulation No. 3 for the year 2012 in Iraq, “National determinants of the use of treated wastewater in agricultural irrigation Kerbala.” 2012.
18. Гальперин Е. М. и др. Пути совершенствования управления городской системой подачи и распределения воды //Водоснабжение и санитарная техника. – 2016. – №. 10. – С. 23-28.
19. Орлов В. А., Аверкеев И. А. Анализ автоматизированных программ расчета водопроводных сетей в целях гидравлического моделирования при реновации трубопроводов // Вестник МГСУ. – 2013. – №. 3. – С. 237-243.
20. Постановление Правительства Российской Федерации от 5 сентября 2013 г. № 782 «О схемах водоснабжения и водоотведения».
21. Официальный сайт программного обеспечения Mike Urban [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.mikepoweredbydhi.com/products/mike-urban>.
22. Официальный сайт программного обеспечения «Zulu» [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.politerm.com/>.
23. Егорова Ю. А. и др. Гидравлическое моделирование режимов работы системы водоснабжения поселка Мехзавод //Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительные технологии. – 2017. – С. 263-269.
24. Егорова Ю. А. и др. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СОВРЕМЕННОГО ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА ZULUHUDRO 7.0 В УПРАВЛЕНИИ КОММУНАЛЬНЫМИ СИСТЕМАМИ ПОДАЧИ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДЫ //Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительные технологии. – 2018. – С. 224-229.

25. Официальный сайт программного обеспечения «City Com» [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://citycom.ru/citycom/hydrograph/>.
26. Официальный сайт программного обеспечения «ИСИГР» [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://51.isem.irk.ru/>.
27. Зуйков А.Л. Гидравлика. Т. 2 : учебник. М. : МГСУ, 2015. 25.
28. Гиргидов А.Д. Механика жидкости и газа (гидравлика) / А.Д. Гиргидов Санкт-Петербург : Изд-во СПбГПУ, 2007.
29. Идельчик И.Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям / И.Е. Идельчик. Москва : Машиностроение, 1975.
30. Киселев П.Г. Гидравлика (Основы механики жидкости) / П.Г. Киселев. Москва : Энергия, 1980.
31. Тарасов В.К. Двухфазные потоки в напорном гидротранспорте / В.К. Тарасов, А.И. Харин, Л.Н. Гусак. Москва : Изд-во МГСУ, 1987.
32. Штеренлихт Д.В. Гидравлика. 3-е изд., перераб. и доп. / Д.В. Штеренлихт. Москва : КолосС, 2005.
33. Swamee P. K., Sharma A. K. Design of water supply pipe networks. – John Wiley & Sons, 2008.
34. Bhadbhade N. M. Performance Evaluation of a Drinking Water Distribution System Using Hydraulic Simulation Software for the City of Oilton, Oklahoma : дис. – Oklahoma State University, 2009.
35. Rossman L. A. EPANET 2 Users Manual: National Risk Management Research Laboratory //Water supply and water resources division, Cincinnati. – 2000. – Т. 138.
36. USER'S GUIDE WaterCAD v8 for Windows. Internet: <http://www.haestad.com>.
37. Travis Q. B., Mays L. W. Relationship between Hazen–William and Colebrook–White Roughness Values //Journal of Hydraulic Engineering. – 2007. – Т. 133. – №. 11. – С. 1270-1273.
38. Elhay S., Simpson A. R. Dealing with zero flows in solving the nonlinear equations for water distribution systems //Journal of Hydraulic Engineering. – 2011. – Т. 137. – №. 10. – С. 1216-1224.
39. Niazkar M. et al. Relationship between Hazen-William coefficient and Colebrook-White friction factor: Application in water network analysis //European Water. – 2017. – Т. 58. – С. 513-520.
40. Liou C. P. Limitations and proper use of the Hazen-Williams equation //Journal of Hydraulic Engineering. – 1998. – Т. 124. – №. 9. – С. 951-954.
41. Rennie C. D., Millar R. G., Church M. A. Measurement of bed load velocity using an acoustic Doppler current profiler //Journal of Hydraulic Engineering. – 2002. – Т. 128. – №. 5. – С. 473-483.

42. Jamil R., Mujeebu M. A. Empirical relation between Hazen-Williams and Darcy-Weisbach equations for cold and hot water flow in plastic pipes //Imam, Saudi Arabia. WATER. – 2019. – Т. 108. – №. 6. – С. 104-114.
43. Kuok K. K. et al. Evaluation of “C” values to head loss and water pressure due to pipe aging: Case study of Uni-Central Sarawak //Journal of Water Resource and Protection. – 2020. – Т. 12. – №. 12. – С. 1077.
44. Hashemi S. et al. Effect of pipe size and location on water-main head loss in water distribution systems //Journal of Water Resources Planning and Management. – 2020. – Т. 146. – №. 6. – С. 06020006.
45. Абдуламир Л. С., Джумагулова Н. Т. Применение методов моделирования для исследования потерь напора в системе подачи воды на орошение // Гидротехническое строительство. 2022. № 7. С. 6-11.
46. Abdulameer, L.S., Dzhumagulova, N., Algretawee, H., Zhuravleva, L., Alshammari, M.H. Comparison between Hazen-Williams and Darcy-Weisbach equations to calculate head loss through conveyancing treated wastewater in Kerbala city, Iraq // Eastern-European Journal of Enterprise Technologiethis link is disabled, 2022, 1(1-115), pp. 36–43.
47. Valiantzas J. D. Explicit power formula for the Darcy–Weisbach pipe flow equation: application in optimal pipeline design //Journal of irrigation and drainage engineering. – 2008. – Т. 134. – №. 4. – С. 454-461.
48. Achour B., Amara L. New formulation of the Darcy-Weisbach friction factor //LARHYSS Journal P-ISSN 1112-3680/E-ISSN 2521-9782. – 2020. – №. 43. – С. 13-22.
49. Simpson A., Elhay S. Jacobian matrix for solving water distribution system equations with the Darcy-Weisbach head-loss model //Journal of Hydraulic Engineering. – 2011. – Т. 137. – №. 6. – С. 696-700.
50. Jamil R. Frictional head loss relation between Hazen-Williams and Darcy-Weisbach equations for various water supply pipe materials //International Journal of Water. – 2019. – Т. 13. – №. 4. – С. 333-347.
51. Ntengwe F. W., Chikwa M., Witika L. K. Evaluation of friction losses in pipes and fittings of process engineering plants //International Journal of Scientific and Technology Research. – 2015. – Т. 4. – №. 10. – С. 330-336.
52. Santos-Ruiz I. et al. Simultaneous optimal estimation of roughness and minor loss coefficients in a pipeline //Mathematical and Computational Applications. – 2020. – Т. 25. – №. 3. – С. 56.
53. Ormsbee L., Walski T. Darcy-Weisbach versus Hazen-Williams: no calm in west palm //World Environmental and Water Resources Congress 2016. – 2016. – С. 455-464.

54. Madeira A. A. Major and minor head losses in a hydraulic flow circuit: experimental measurements and a Moody's diagram application //Eclética Química. – 2020. – Т. 45. – №. 3. – С. 47-56.
55. Jaćimović N. et al. A novel method for the inclusion of pipe roughness in the Hazen-Williams equation //FME Transactions. – 2015. – Т. 43. – №. 1. – С. 35-39.
56. Marušić-Paloka E., Pažanin I. Effects of boundary roughness and inertia on the fluid flow through a corrugated pipe and the formula for the Darcy–Weisbach friction coefficient //International Journal of Engineering Science. – 2020. – Т. 152. – С. 103293.
57. Новицкий Н. Н., Михайловский Е. А. Инновационный программный комплекс" ИСИГР" для моделирования режимов работы систем водоснабжения //Водоснабжение и санитарная техника. – 2017. – №. 12. – С. 45-49.
58. Abduro S., Sreenivasu G. Assessments of urban water supply situation of Adama Town, Ethiopia //Journal of Civil Engineering Research. – 2020. – Т. 10. – №. 1. – С. 20-28.
59. EKWULE O., UTSEV J. Evaluation of a Municipal Water Distribution Network Using waterCAD and waterGEMS //Kastamonu University Journal of Engineering and Sciences. – 2019. – Т. 5. – №. 2. – С. 147-156.
60. Bhaskar S. P. et al. Feasibility analysis of water distribution system for Yavatmal City using WaterGems Software //International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. – 2017. – Т. 6. – №. 7.
61. Mohsenabadi S. K., Biglari M. R., Moharrampour M. Comparison of explicit relations of Darcy friction measurement with Colebrook-White equation //Applied mathematics in Engineering, Management and Technology. – 2014. – Т. 2. – №. 4. – С. 570-578.
62. Arunjyoti S. et al. A mathematical model for the selection of an economical pipe size in pressurized irrigation systems //African Journal of Agricultural Research. – 2016. – Т. 11. – №. 8. – С. 683-692.
63. Cafaro V. G., Cafaro D. C., Cerdá J. Improving the mathematical formulation for the detailed scheduling of refined products pipelines by accounting for flow rate dependent pumping costs //II Simposio Argentino de Informática Industrial (SII)-JAIIO 42 (2013). – 2013.
64. Cabrera E. et al. Calculating the economic level of friction in pressurized water systems //Water. – 2018. – Т. 10. – №. 6. – С. 763.
65. Berhane T. G., Aregaw T. T. Optimization of water distribution system using watergems: The case of Wukro Town, Ethiopia //Civil and Environmental Research. – 2020. – Т. 12. – №. 6.

66. Michalos C. Consequences of under-estimating friction losses in wastewater forcemains //Pipelines 2020. – Reston, VA : American Society of Civil Engineers, 2020. – С. 11-20.
67. Mahar P. S., Singh R. P. Optimal design of pumping mains considering pump characteristics //Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice. – 2014. – Т. 5. – №. 1. – С. 04013010.
68. Asim T., Mishra R., Kollar L.E., Pradhan S.R. Optimal sizing and life-cycle cost modelling of pipelines transporting multi-sized solid–liquid mixtures // International Journal of Pressure Vessels and Piping. 2014. Vol. 113. Pp. 40–48.
69. Martin-Candilejo A. et al. Optimization of the design of water distribution systems for variable pumping flow rates //Water. – 2020. – Т. 12. – №. 2. – С. 359.
70. Radwan H. G. Sensitivity analysis of head loss equations on the design of improved irrigation on-farm system in Egypt //Int. J. Adv. Res. Technol. – 2013. – Т. 2. – №. 1. – С. 1-9.
71. Akintola T. A., Solomon O. Optimum pipe size selection for turbulent flow //Leonardo J. Sci. – 2009. – Т. 14. – С. 112-123.
72. Alamu O. J., Adigun O. J., Durowoju M. O. Computer–aided Optimum Pipe Size Selection for Non Viscous Flow //Annals of Engineering Analysis. – 2002. – Т. 1. – №. 4. – С. 30-39.
73. Гуринович А. Д., Бойцов В. Г. Методологические подходы анализа состояния и перспектив развития систем водоснабжения городов с использованием информационных технологий. – 2018.
74. Bello A. D. et al. Optimization of the designed water distribution system using MATLAB //International Journal of Hydraulic Engineering. – 2015. – Т. 4. – №. 2. – С. 37-44.
75. Yoo D. G. et al. Optimal pipe size design for looped irrigation water supply system using harmony search: Saemangeum project area //The Scientific World Journal. – 2015. – Т. 2015.
76. Абдуламир Л. С. А., Джумагулова Н. Т. Технико-экономическое обоснование стоимости транспортировки сточных вод для ирригационных целей в административном округе Кербела (Ирак) // Строительство: наука и образование. 2021. Том 11. № 3. С 151-165.
77. Samani H. M. V., Zanganeh A. Optimisation of water networks using linear programming //Proceedings of the Institution of Civil Engineers–water management. – Thomas Telford Ltd, 2010. – Т. 163. – №. 9. – С. 475-485.
78. Bhaskar S. P. et al. Feasibility analysis of water distribution system for Yavatmal City using WaterGems Software //International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. – 2017. – Т. 6. – №. 7.

79. Berhane T. G., Aregaw T. T. Optimization of water distribution system using watergems: The case of Wukro Town, Ethiopia //Civil and Environmental Research. – 2020. – Т. 12. – №. 6.
80. EKWULE O., UTSEV J. Evaluation of a Municipal Water Distribution Network Using waterCAD and waterGEMS //Kastamonu University Journal of Engineering and Sciences. – 2019. – Т. 5. – №. 2. – С. 147-156.
81. Vidhi N. Mehta, Geeta S. Joshi. Design and Analysis of Rural Water Supply System Using Loop 4.0 and Water Gems V8i for Nava Shihora Zone 1. International Journal of Engineering and Advanced Technology (IJEAT). 2019; 9(1).
82. Muh Taufik Iqbal. Determining Energy Loss Due to Roughness of Pipe Walls in Piping Systems with WATERCAD V8 . Jurnal Teknik Sipil. Vol. 9, No. 1 (Pebruari), Halaman 32 – 39.
83. Абдуламир Л. С. А., Джумагулова Н. Т. Техничко-экономическое обоснование выбора параметров труб и системы транспортировки сточных вод для орошения на примере административного города Кербела (Ирак) // Вестник Инженерной школы Дальневосточного федерального университета. 2021. № 4 (49). С. 81-89.
84. Лейс С. А., Орлов В.А., Джумагулова Н.Т. Гидравлические исследования напорных труб из различных материалов // Вестник МГСУ.2022. № 9. С. 1218-1230.
85. Лейс С.А., Орлов В.А., Джумагулова Н.Т. Гидравлические исследования напорных труб из различных материалов // В книге: Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства. Сборник тезисов докладов V Всероссийского научно-практического семинара. Москва, 2022. С. 95.
86. Iqbal M. T. Determining energy loss due to roughness of pipe walls in piping systems with WATERCAD V8i //Civil Engineering Journal. – 2015. – Т. 1. – С. 32-39.
87. Jung Hwan Kima, Soon Ho Kwona, Kwang Seok Yoonb, Du Han Leeb, Gunhui Chunga. Hydraulic Experiment for Friction Loss Coefficient in Non-circular Pipe // 12th International Conference on Hydroinformatics. 2016. Vol. 154. Pp. 773 – 778.
88. Абдуламир Л.С., Орлов В. А. Джумагулова Н.Т. Гидравлический эксперимент на безнапорном трубопроводе из полимерного материала // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. № 4. С. 487-500.
89. Митрахович А. И. и др. Из опыта применения на осушительных системах коллекторов из труб большого диаметра //Мелиорация. – 2019. – №. 2. – С. 13-17.

90. Fadhil M. Al- Mohammed, Abdulkider A. Mutasher, and Fadhela T. Al-Saa'di. Qualitative assessment of treated wastewater for Irrigation Purpose in Al-Hindiyah district / Karbala City / Iraq // Wasit Journal of Engineering Science. 2016. Vol. 4, No. 2, Pp. 126–150.
91. Shiklomanov I. A. World water resources and their use //Int Hydrol Program. – 1999.
92. Pintilie L. et al. Urban wastewater reclamation for industrial reuse: An LCA case study //Journal of cleaner production. – 2016. – Т. 139. – С. 1-14.
93. Al-Turki A. I. et al. Assessment of effluent quality of Tertiary Wastewater Treatment Plant at Buraidah City and its reuse in irrigation //Journal of Applied Sciences. – 2010. – Т. 10. – №. 16. – С. 1723-1731.
94. Mehta D. J. et al. Design of optimal water distribution systems using WaterGEMS: a case study of Surat city //E-proceedings 37th IAHR World Congr. – 2017. – С. 1-8.
95. Udhane D. et al. Hydraulic Modeling and Simulation of Smart Water Distribution Network //Population. – 2018. – Т. 15406. – №. 26717. – С. 45985.
96. Щербаков В. И., Кыюнг Н. Х. Модернизация водопроводной сети на основе оптимизации гидравлических параметров при аварии на магистралях //Вестник МГСУ. – 2015. – №. 10. – С. 115-126.
97. Щербаков В. И., Нгуен Х. К., Чан В. З. К вопросу гидравлического моделирования водопроводной сети с использованием программного комплекса WATERGEMS/WATERCAD //Российский инженер. – 2017. – №. 1. – С. 5-10.
98. Гуринович А. Д., Бойцов В. Г. Методологические подходы анализа состояния и перспектив развития систем водоснабжения городов с использованием информационных технологий. – 2018.
99. Джумагулова Н. Т., Абдуламир Л. С. А. Разработка гидравлической модели использования очищенных сточных вод для орошения в административном районе Карбель в Ираке // Инновации и инвестиции. 2021. № 2. с. 187-192.
100. Панов М. Я. и др. Моделирование, оптимизация и управление системами подачи и распределения воды. – 2005.
101. Izinyon O. C., Anyata B. U. Water distribution network modelling of a small community using watercad simulator //Global journal of engineering research. – 2011. – Т. 10. – №. 1-2. – С. 35-47.

ПРИЛОЖЕНИЯ:

Приложение А

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА НА ОСНОВЕ ПРОГРАММЫ WaterCAD V8i



Рисунок 1 Формула Хазена-Вильямса, Q 1.16 м³/с, Ковкий чугун, трубопровод
 $D=800$ мм

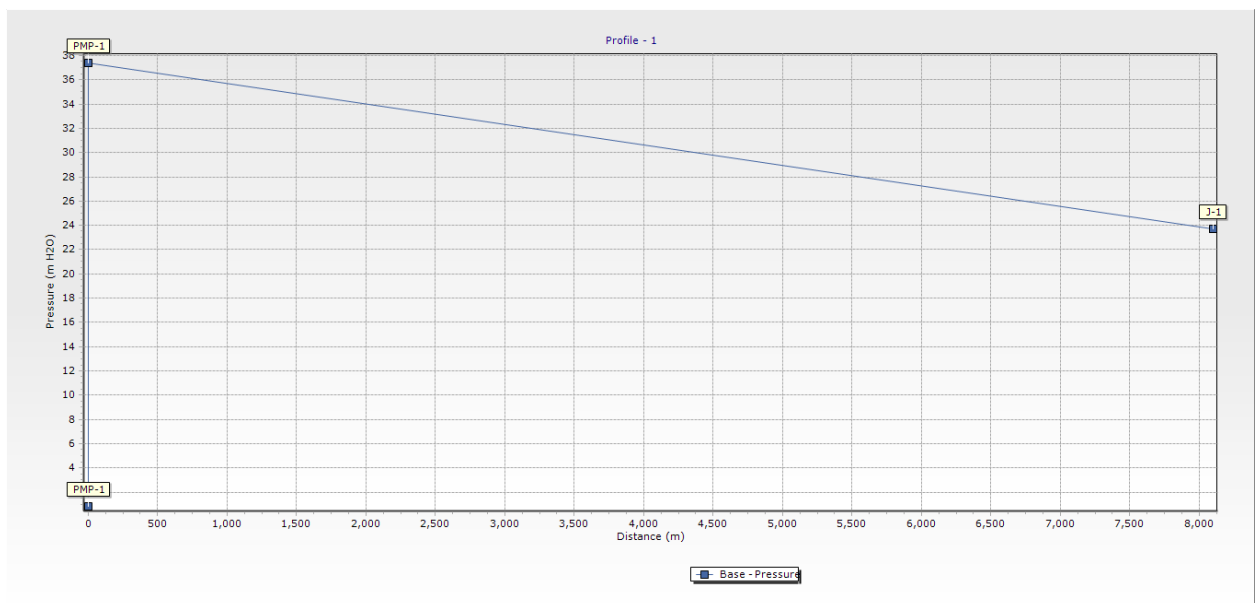


Рисунок 2 Формула Хазена-Вильямса, Q 1.16 м³/с, Ковкий чугун, трубопровод
 $D=1000$ мм

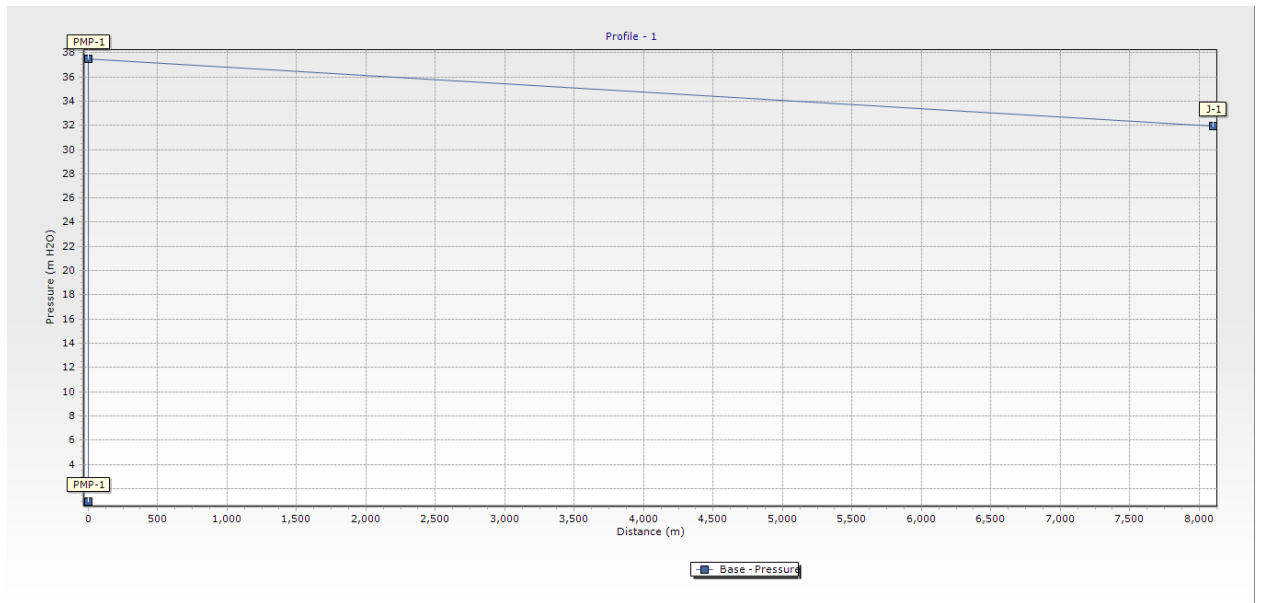


Рисунок 3 Формула Хазена-Вильямса, Q 1.16 м³/с, Ковкий чугун, трубопровод
D=1200мм

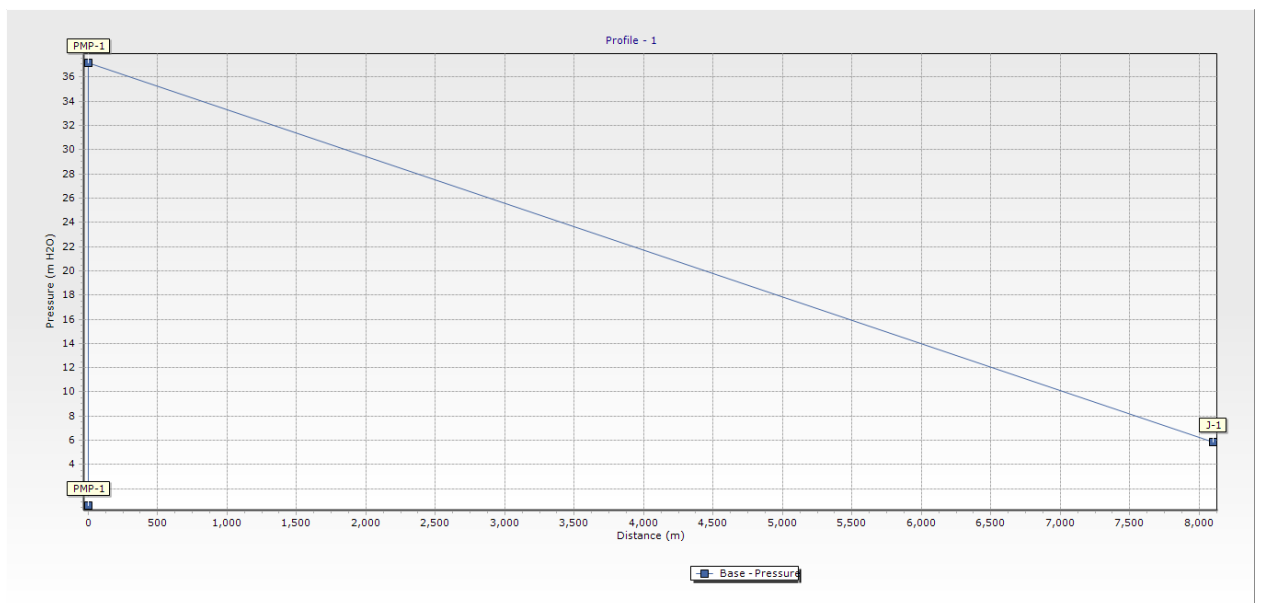


Рисунок 4 Формула Хазена-Вильямса, Q 1.16 м³/с, Стеклопластик GRP,
трубопровод D=800мм

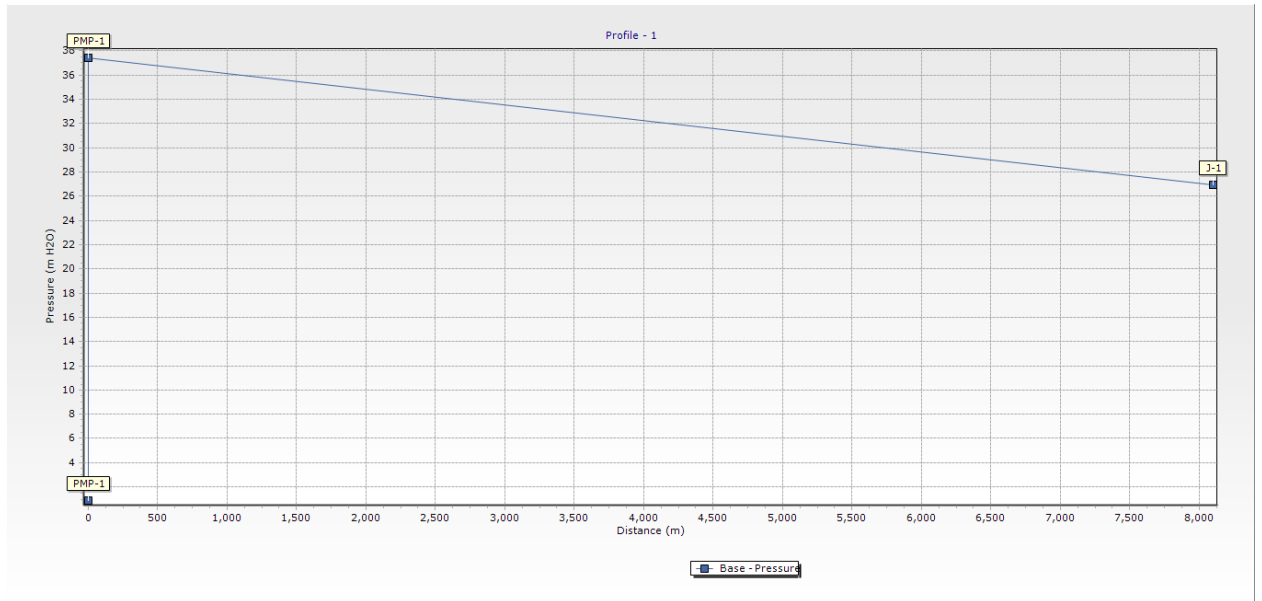


Рисунок 5 Формула Хазена-Вильямса, $Q 1.16 \text{ м}^3/\text{с}$, Стеклопластик GRP, трубопровод $D=1000\text{мм}$

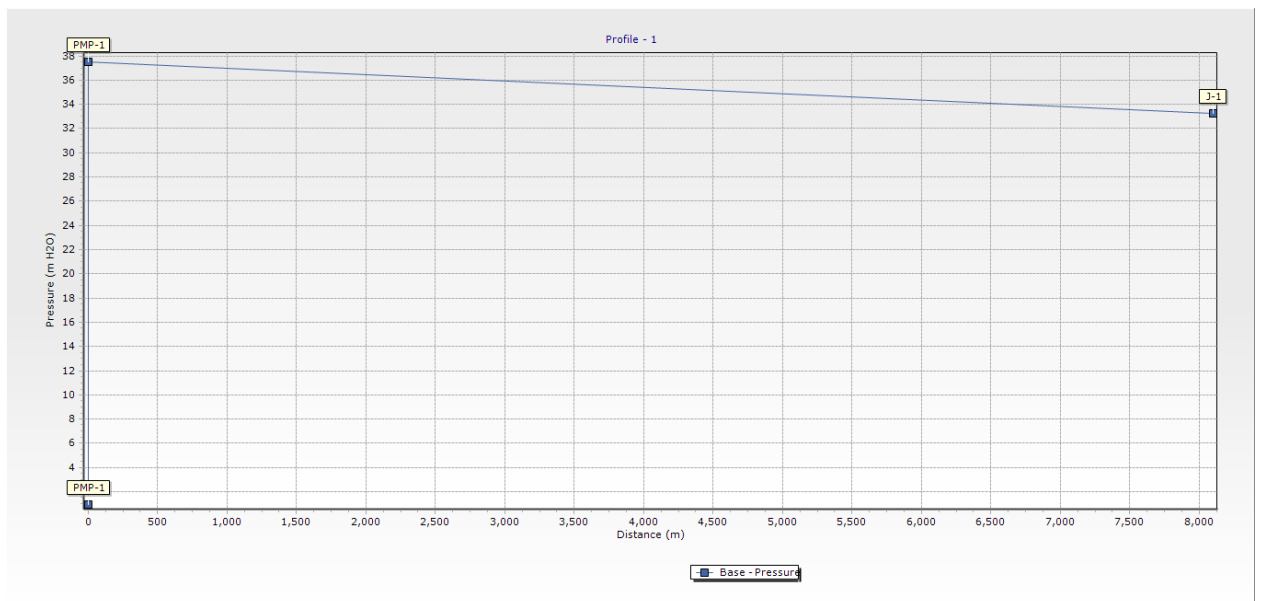


Рисунок 6 Формула Хазена-Вильямса, $Q 1.16 \text{ м}^3/\text{с}$, Стеклопластик GRP, трубопровод $D=1200\text{мм}$

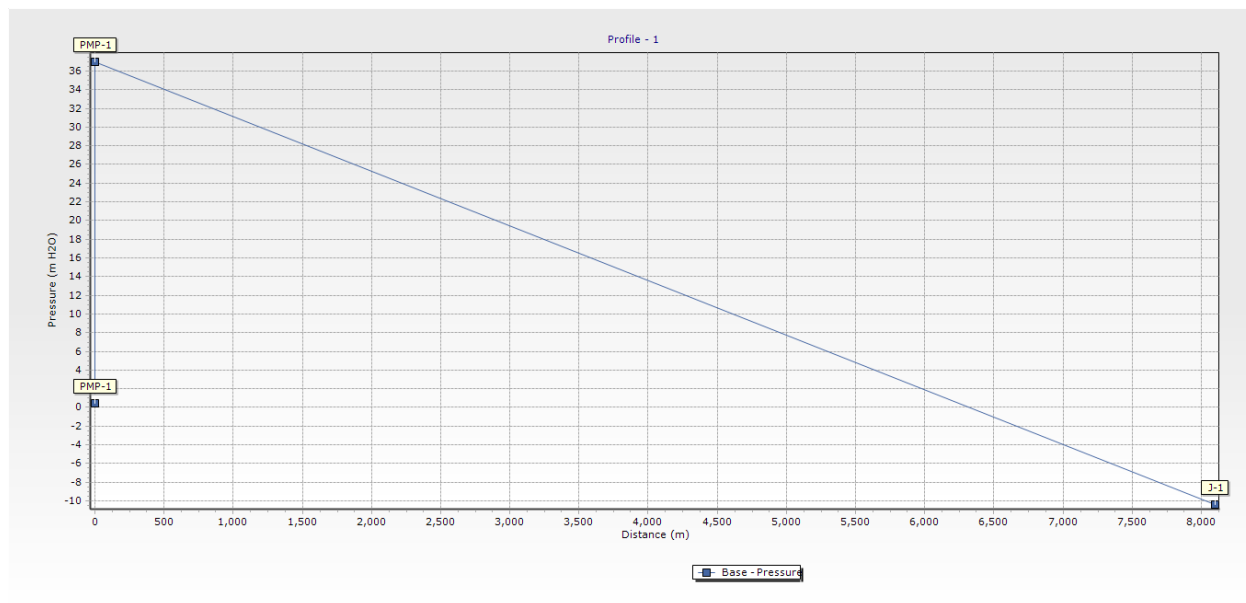


Рисунок 7 Формула Хазена-Вильямса, $Q 1.16 \text{ м}^3/\text{с}$, Бетон , трубопровод $D=800\text{мм}$

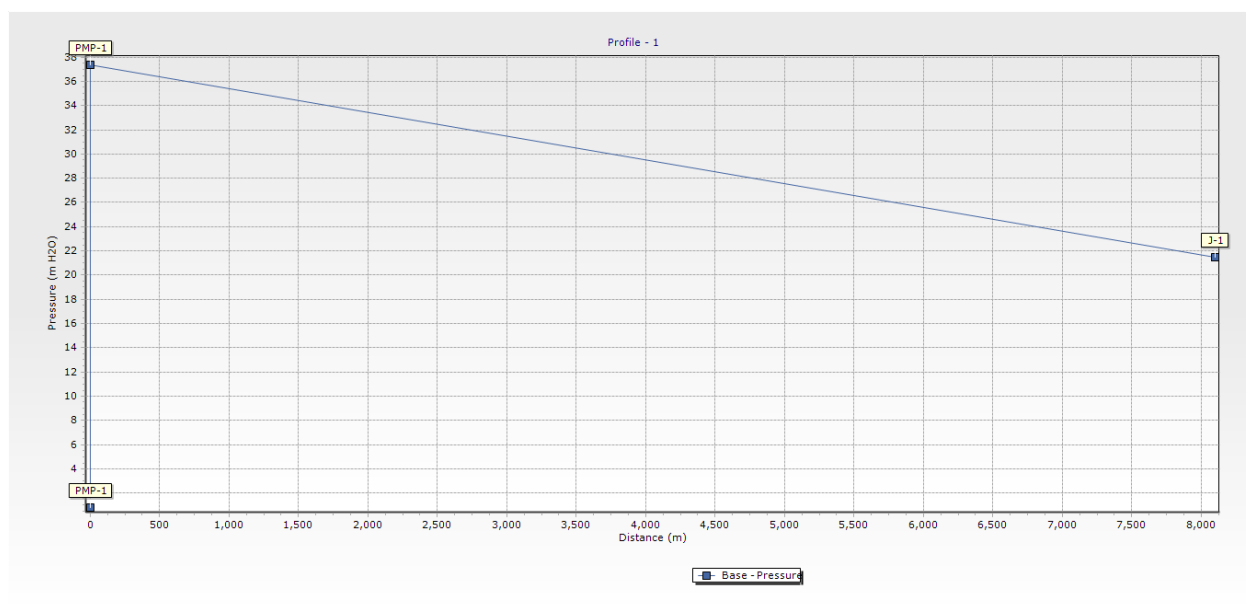


Рисунок 8 Формула Хазена-Вильямса, $Q 1.16 \text{ м}^3/\text{с}$, Бетон , трубопровод $D=1000\text{мм}$

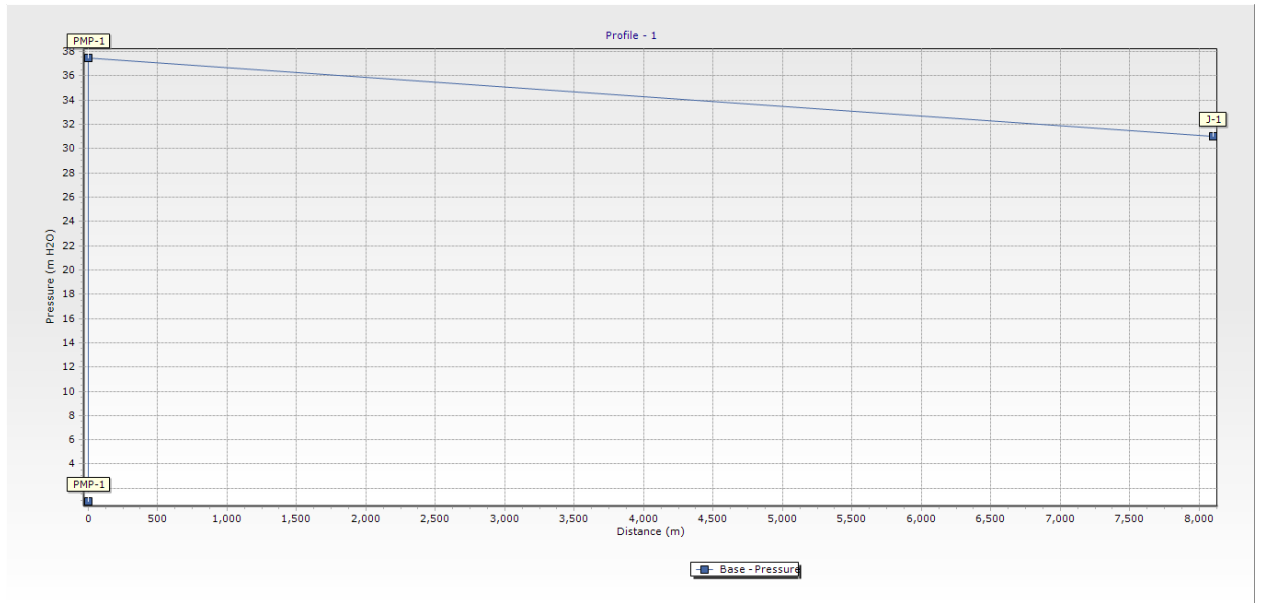


Рисунок 9 Формула Хазена-Вильямса, Q 1.16 м³/с, Бетон , трубопровод $D=1200$ мм

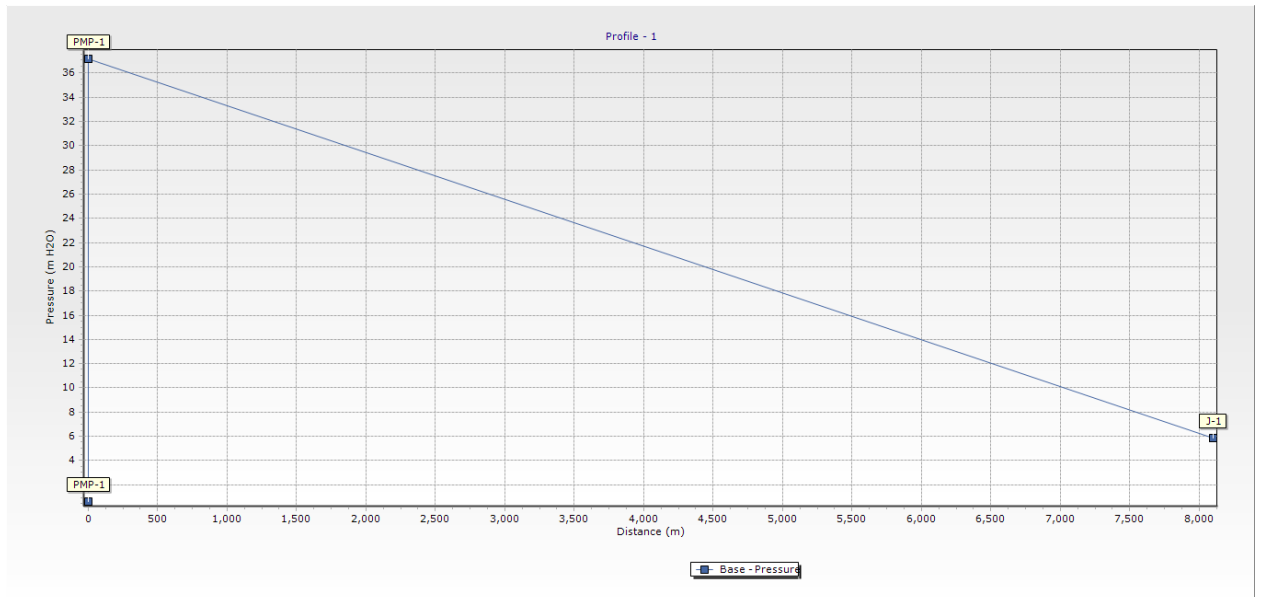


Рисунок 10 Формула Хазена-Вильямса, Q 1.16 м³/с, Пластик , трубопровод $D=800$ мм

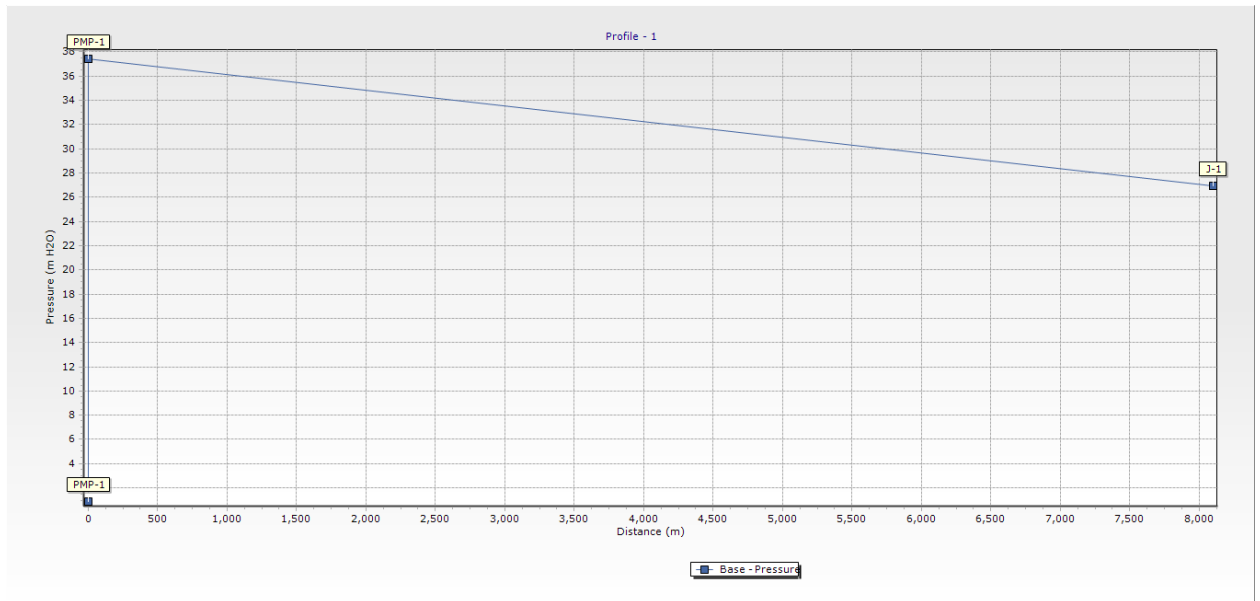


Рисунок 11 Формула Хазена-Вильямса, Q 1.16 м³/с, Пластик , трубопровод
D=1000мм

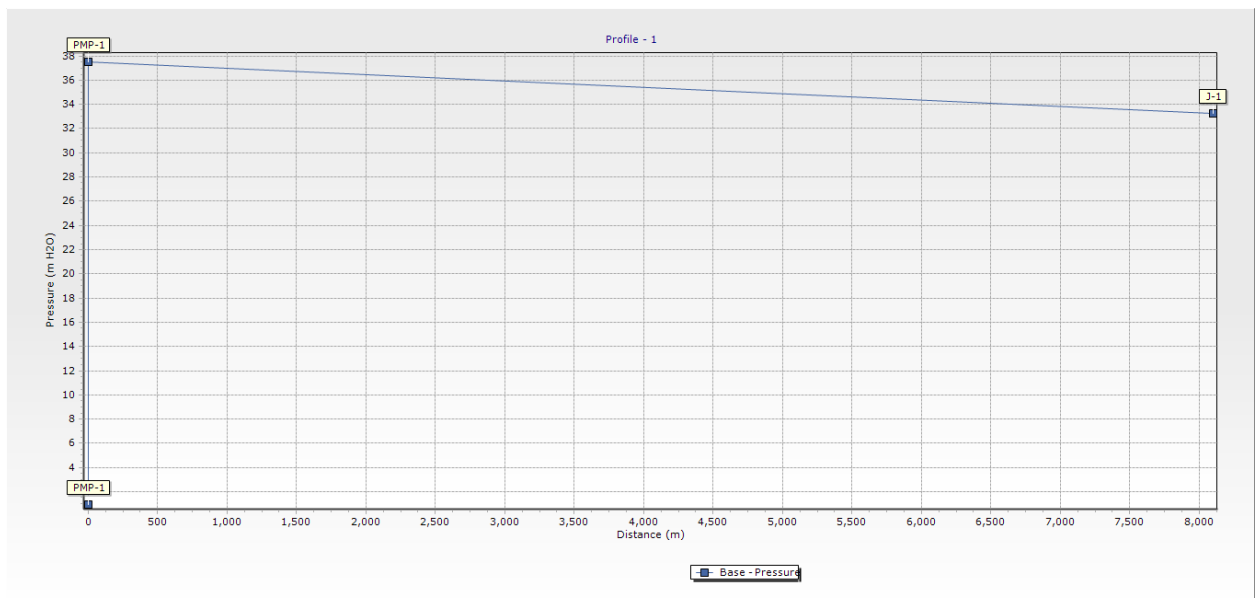


Рисунок 12 Формула Хазена-Вильямса, Q 1.16 м³/с, Пластик , трубопровод
D=1200мм

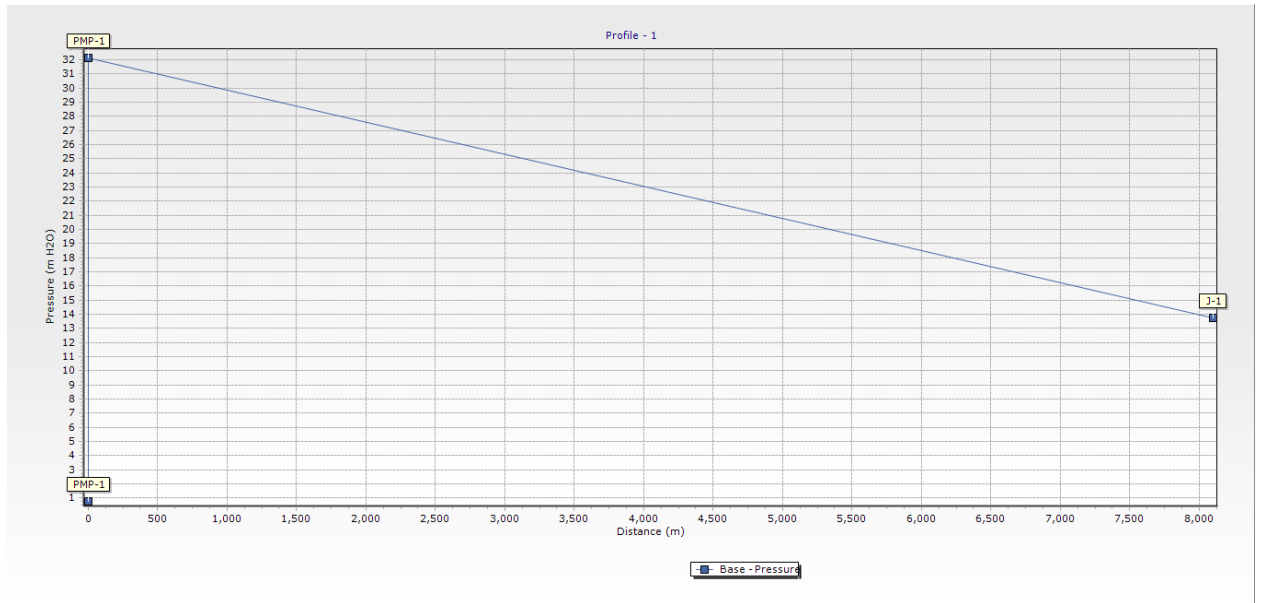


Рисунок 13 Формула Хазена-Вильямса, $Q 4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, Ковкий чугун, трубопровод
 $D=1600\text{мм}$

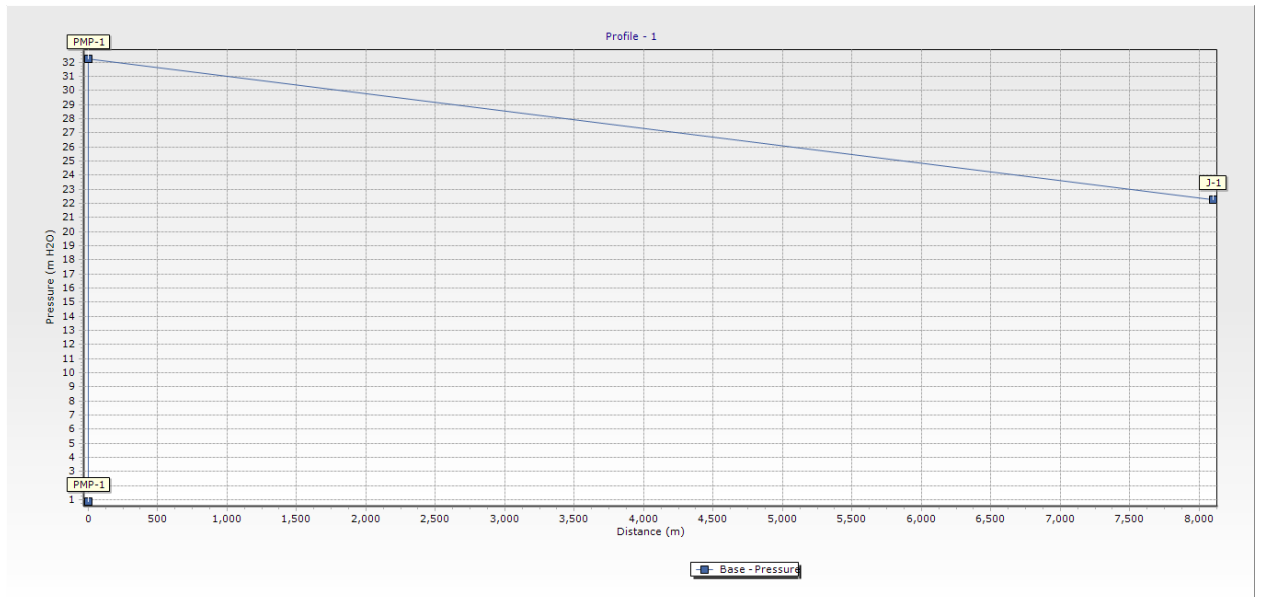


Рисунок 14 Формула Хазена-Вильямса, $Q 4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, Ковкий чугун, трубопровод
 $D=1800\text{мм}$

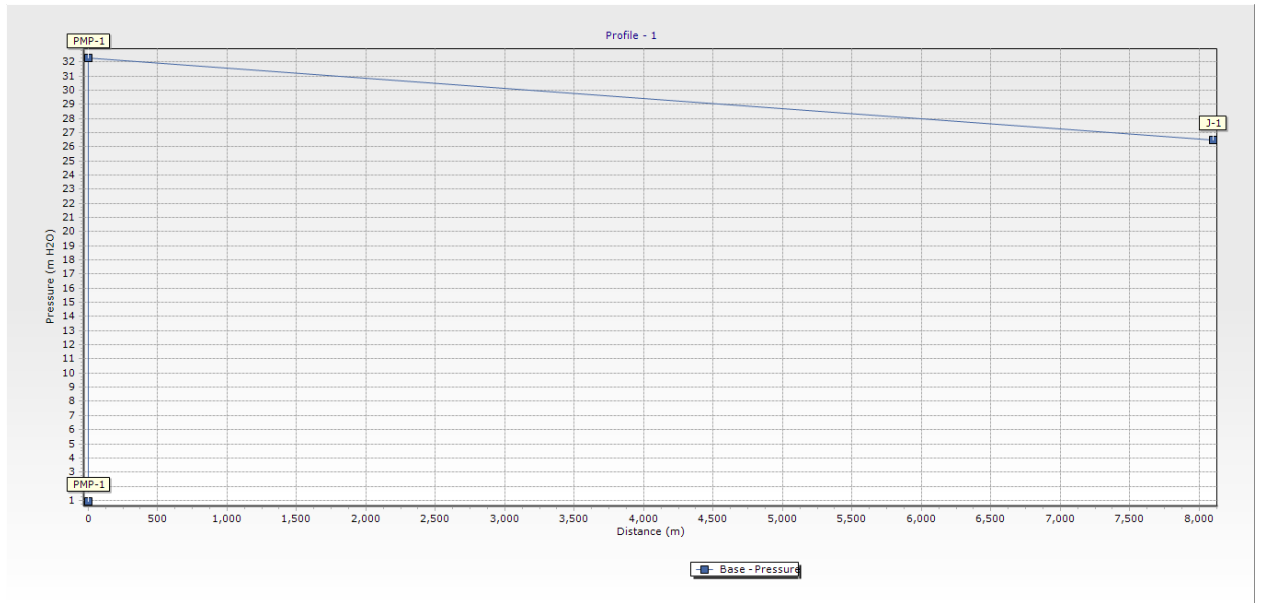


Рисунок 15 Формула Хазена-Вильямса, $Q 4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, Ковкий чугун, трубопровод $D=2000\text{мм}$

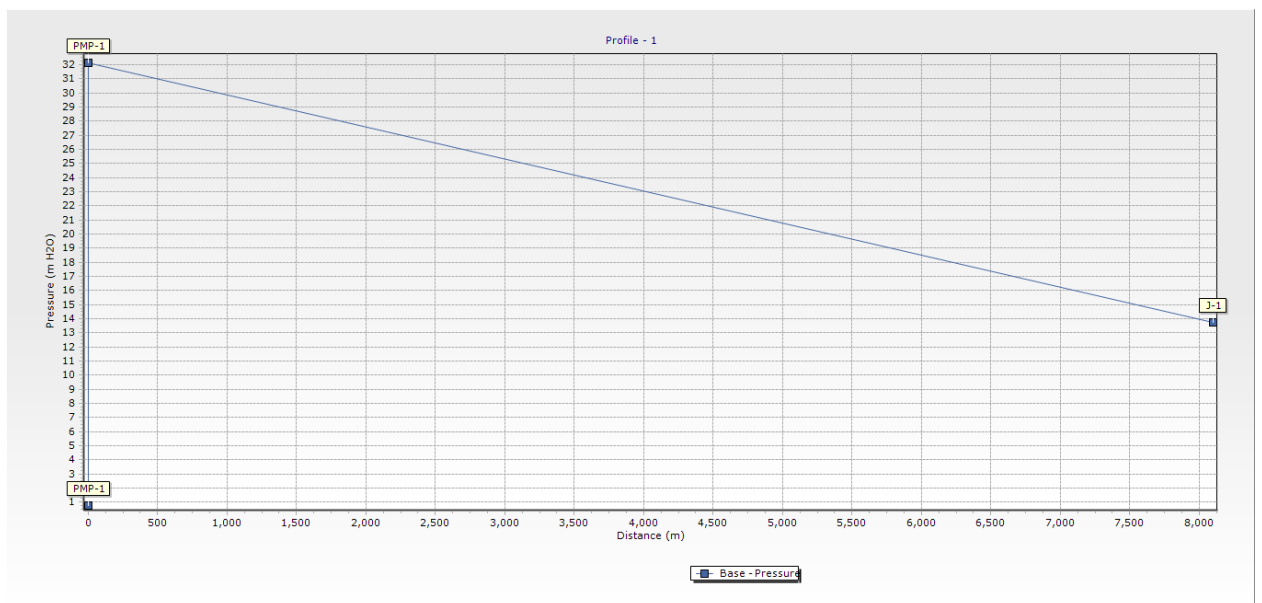


Рисунок 16 Формула Хазена-Вильямса, $Q 4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, Стеклопластик GRP, трубопровод $D=1600\text{мм}$

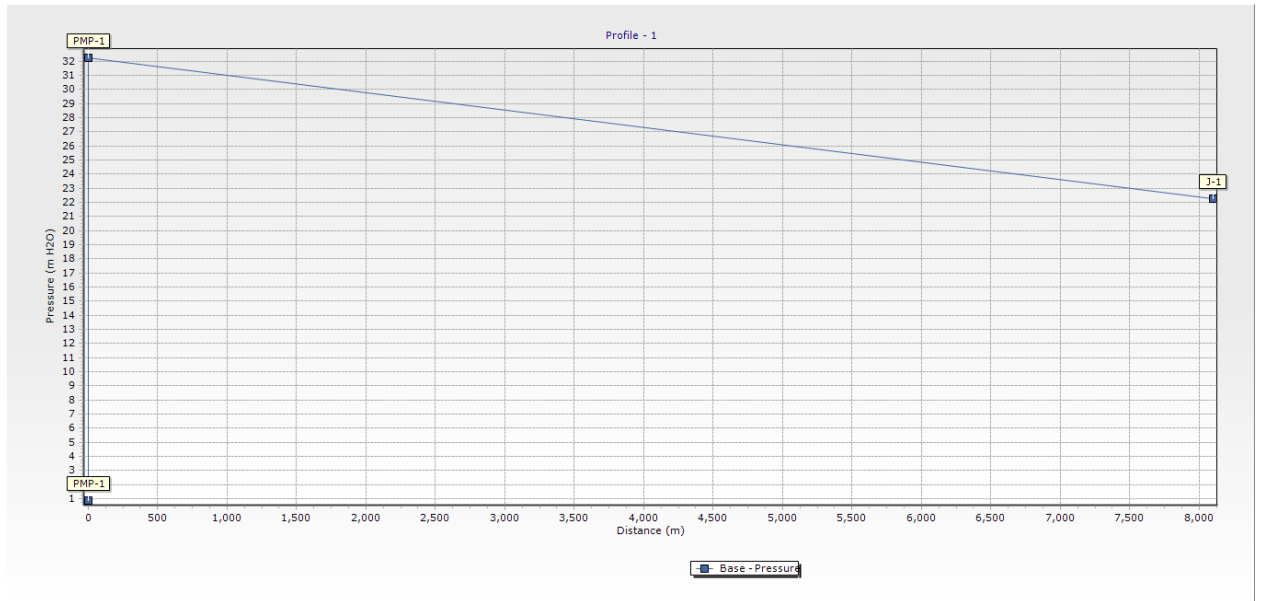


Рисунок 17 Формула Хазена-Вильямса, $Q 4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, Стеклопластик GRP, трубопровод $D=1800\text{мм}$

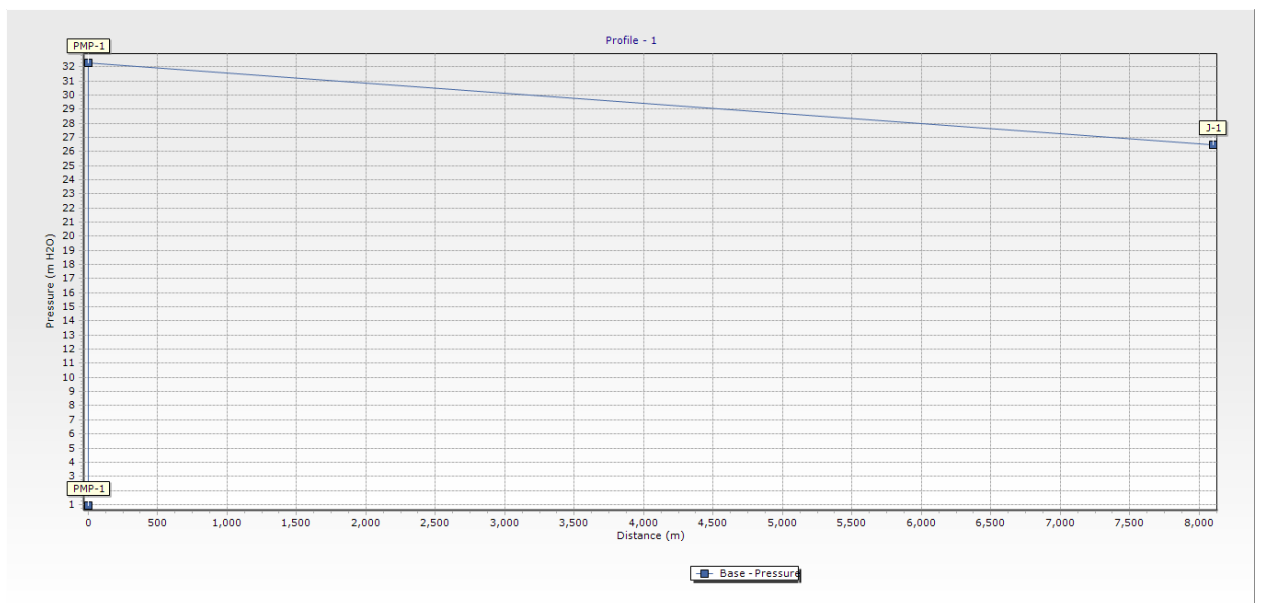


Рисунок 18 Формула Хазена-Вильямса, $Q 4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, Стеклопластик GRP, трубопровод $D=2000\text{мм}$

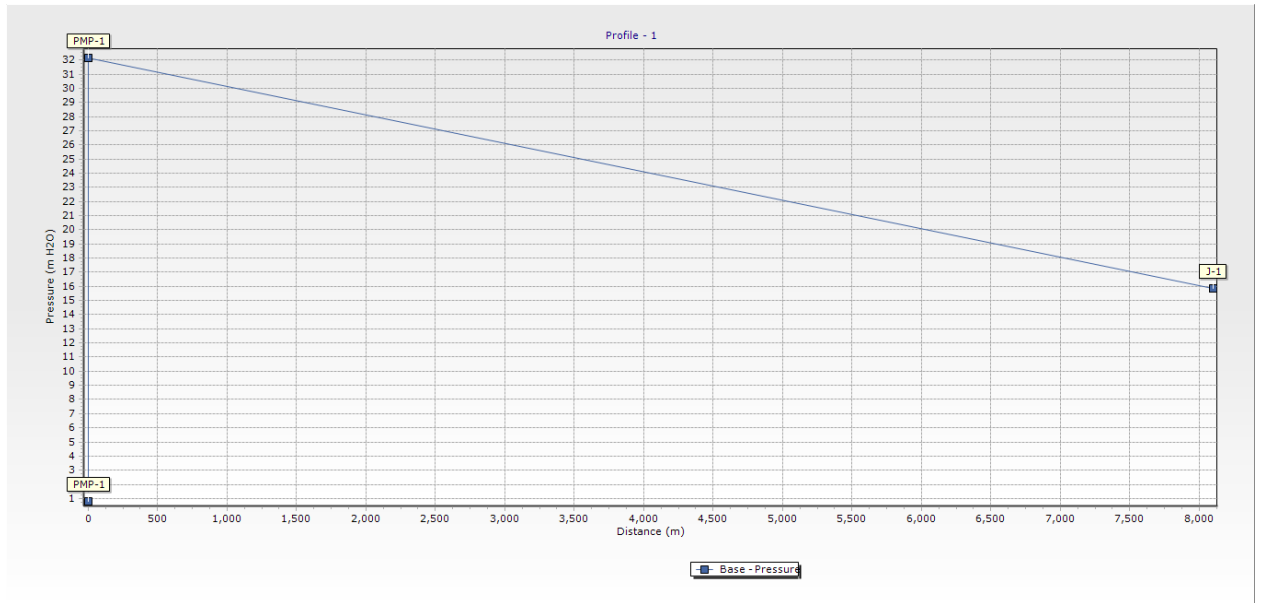


Рисунок 19 Формула Хазена-Вильямса, Q 4.63 м³/с, Бетон , трубопровод
D=1600мм

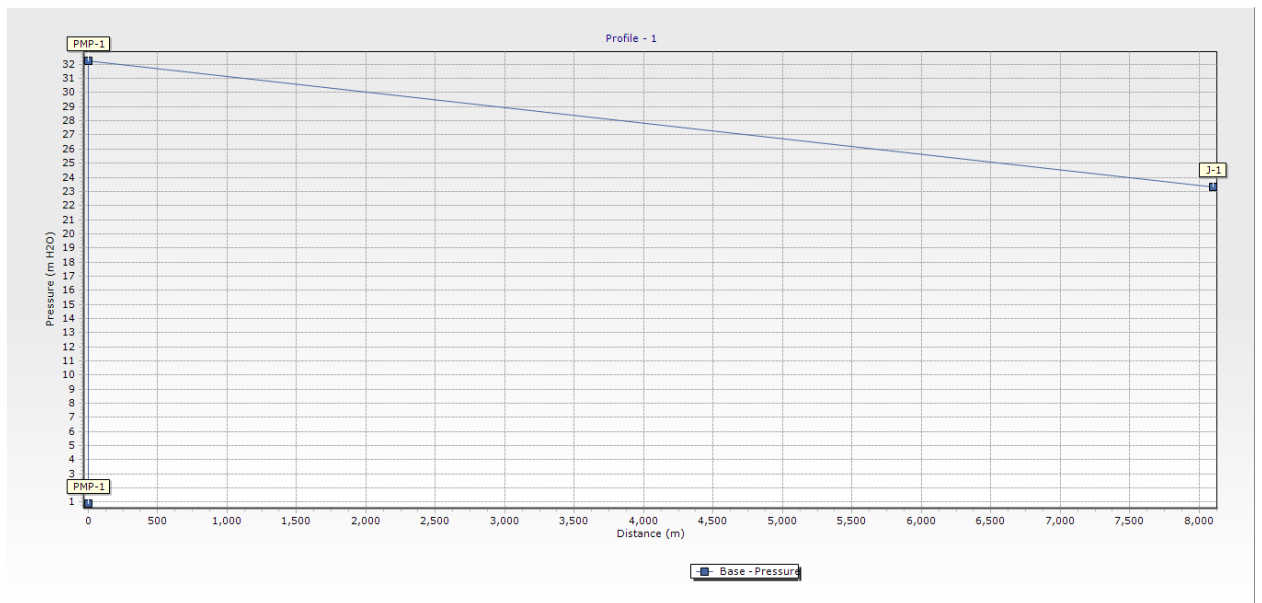


Рисунок 20 Формула Хазена-Вильямса, Q 4.63 м³/с, Бетон , трубопровод
D=1800мм

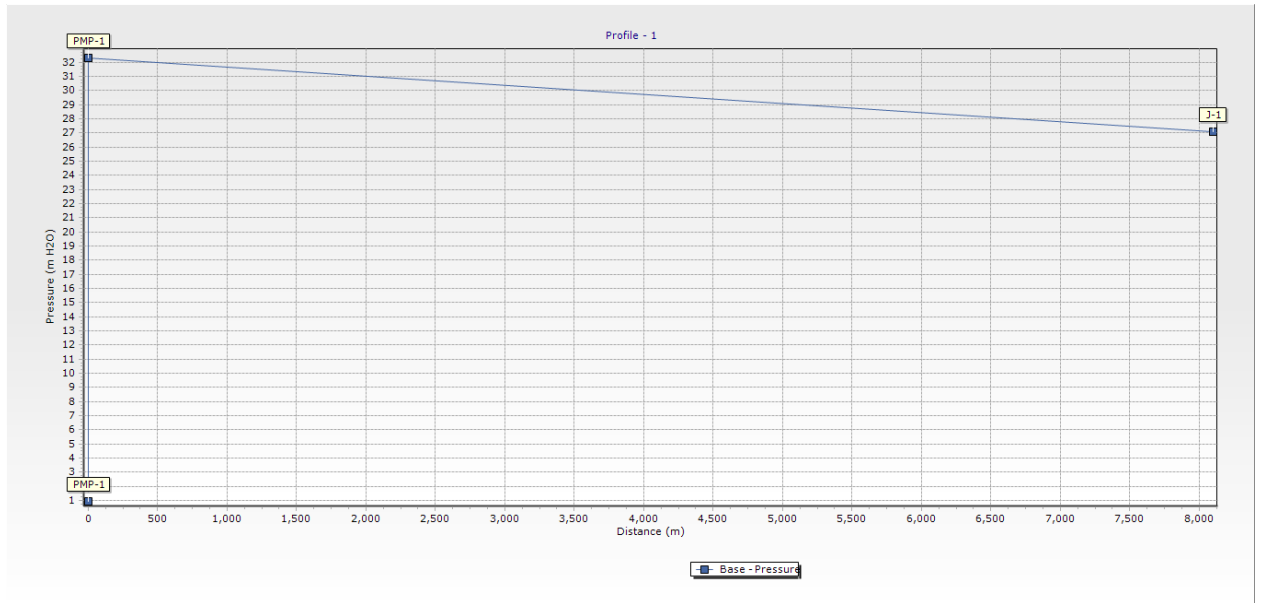


Рисунок 21 Формула Хазена-Вильямса, Q 4.63 м³/с, Бетон , трубопровод
D=2000мм

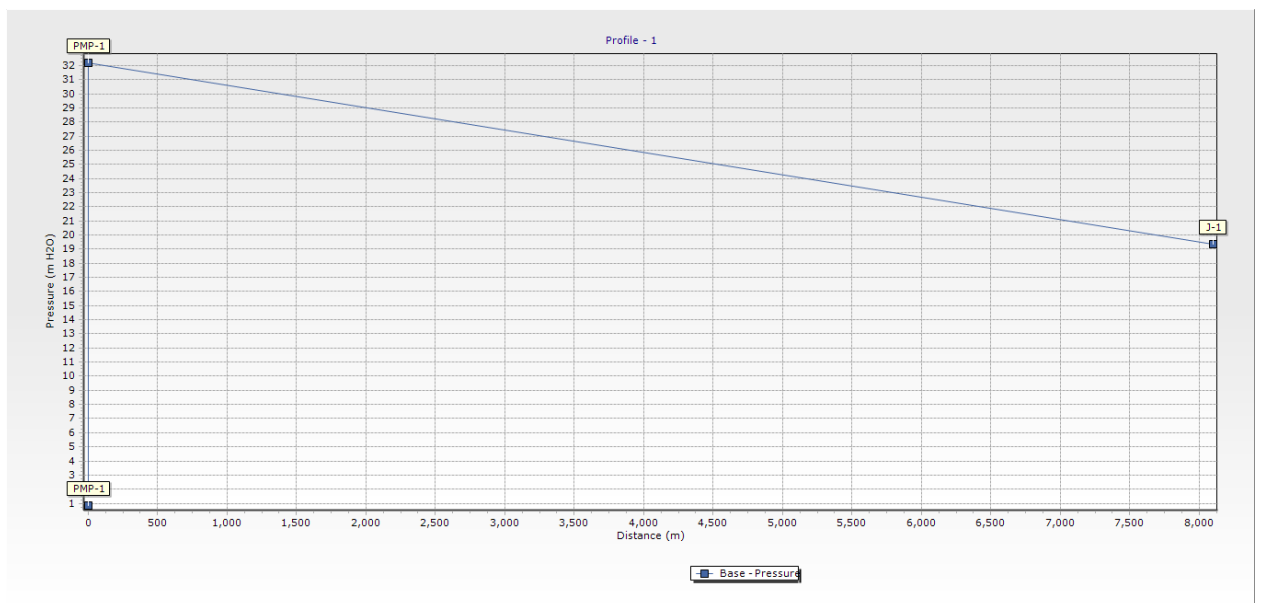


Рисунок 22 Формула Хазена-Вильямса, Q 4.63 м³/с, Пластик , трубопровод
D=1600мм

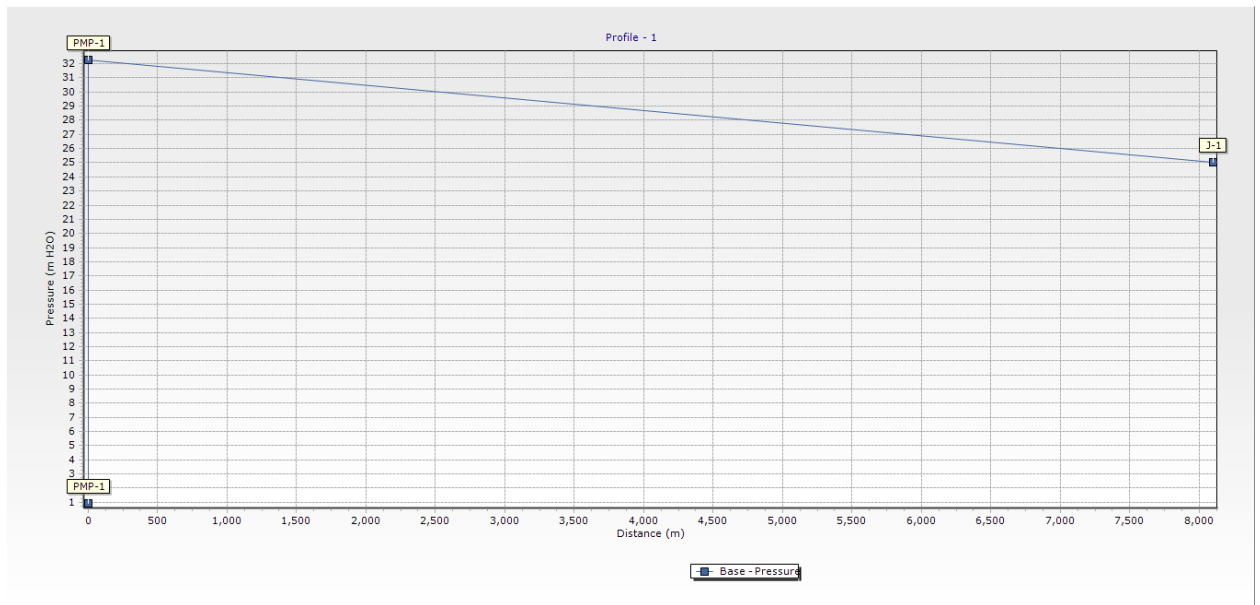


Рисунок 23 Формула Хазена-Вильямса, Q 4.63 м³/с, Пластик , трубопровод
D=1800мм

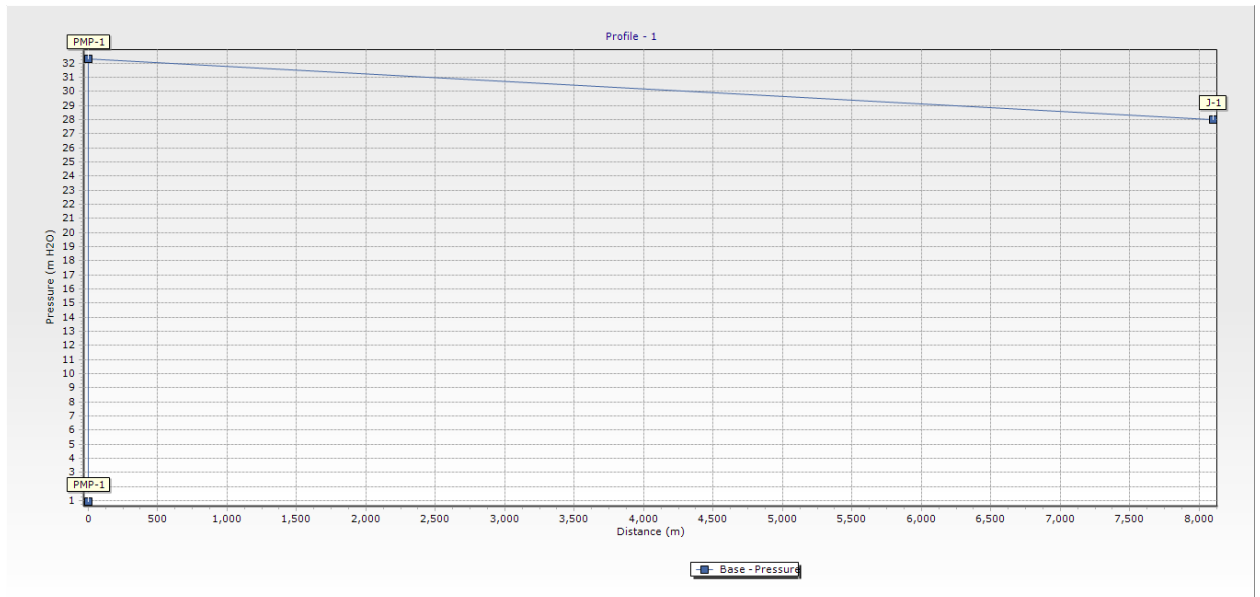


Рисунок 24 Формула Хазена-Вильямса, Q 4.63 м³/с, Пластик , трубопровод
D=2000мм



Рисунок 25 Формула Дарси-Вейсбаха , Q 1.16 м³/с, Ковкий чугун, трубопровод
D=800мм

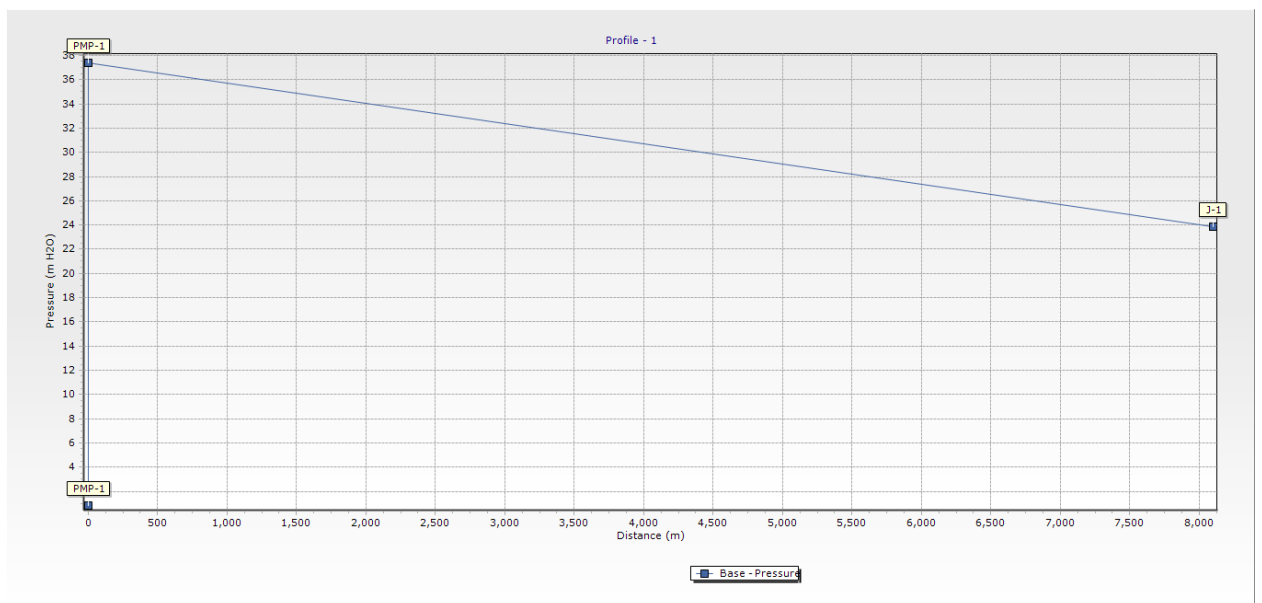


Рисунок 26 Формула Дарси-Вейсбаха, Q 1.16 м³/с, Ковкий чугун, трубопровод
D=1000мм

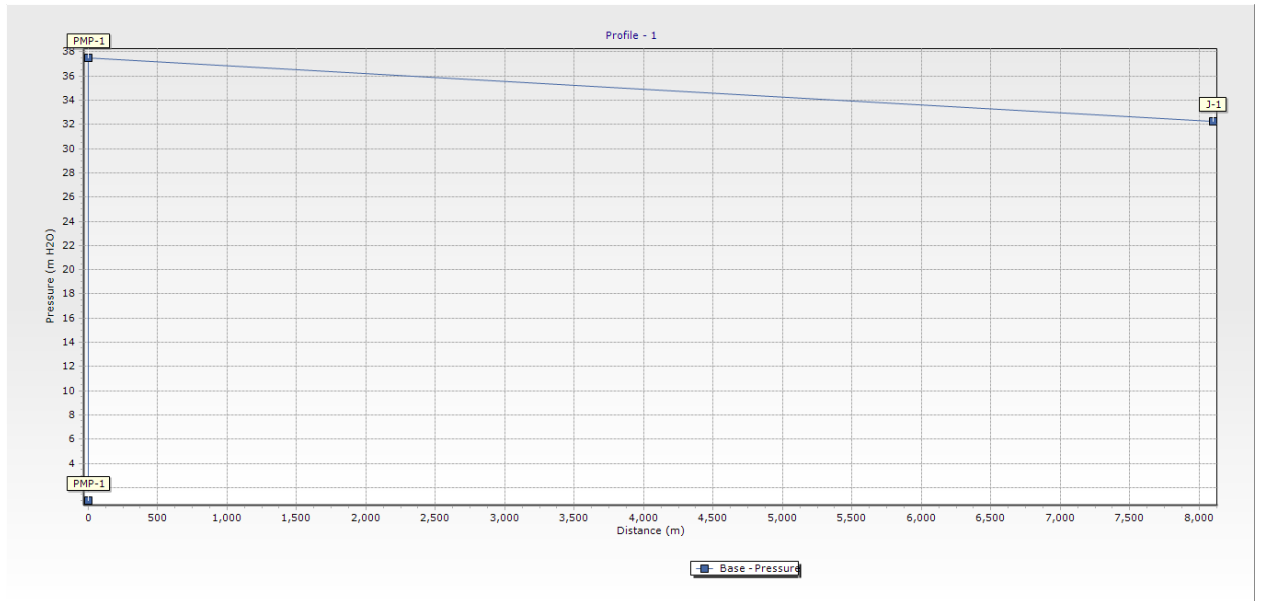


Рисунок 27 Формула Дарси-Вейсбаха, Q 1.16 м³/с, Ковкий чугун, трубопровод
D=1200мм

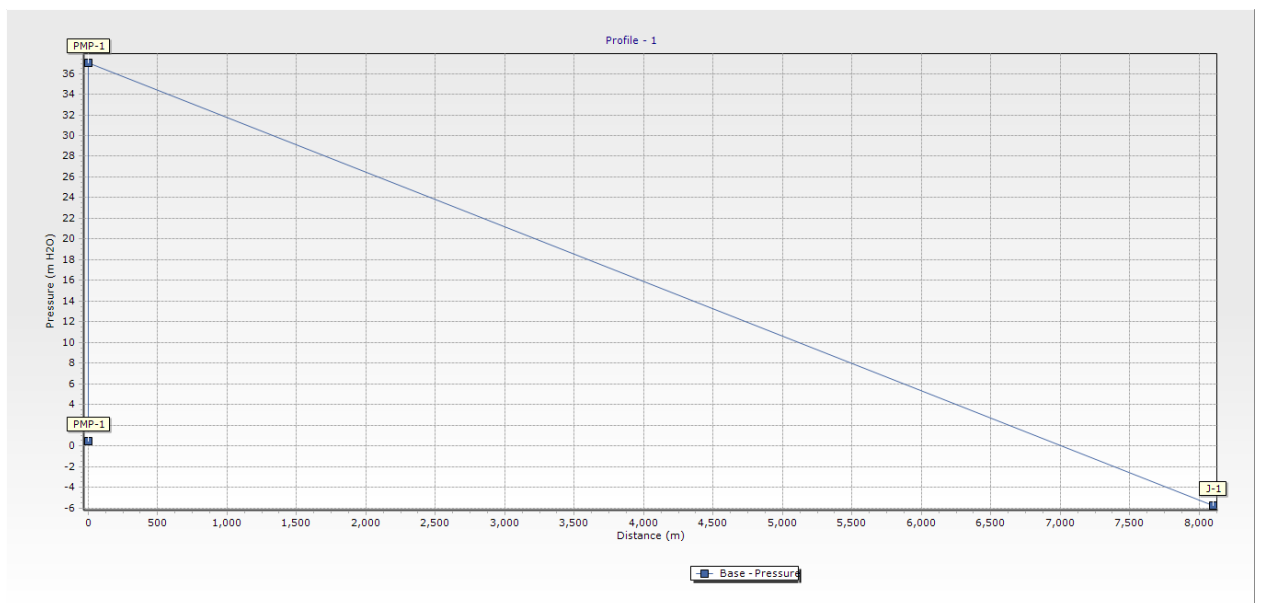


Рисунок 28 Формула Дарси-Вейсбаха, Q 1.16 м³/с, Стеклопластик GRP,
трубопровод D=800мм

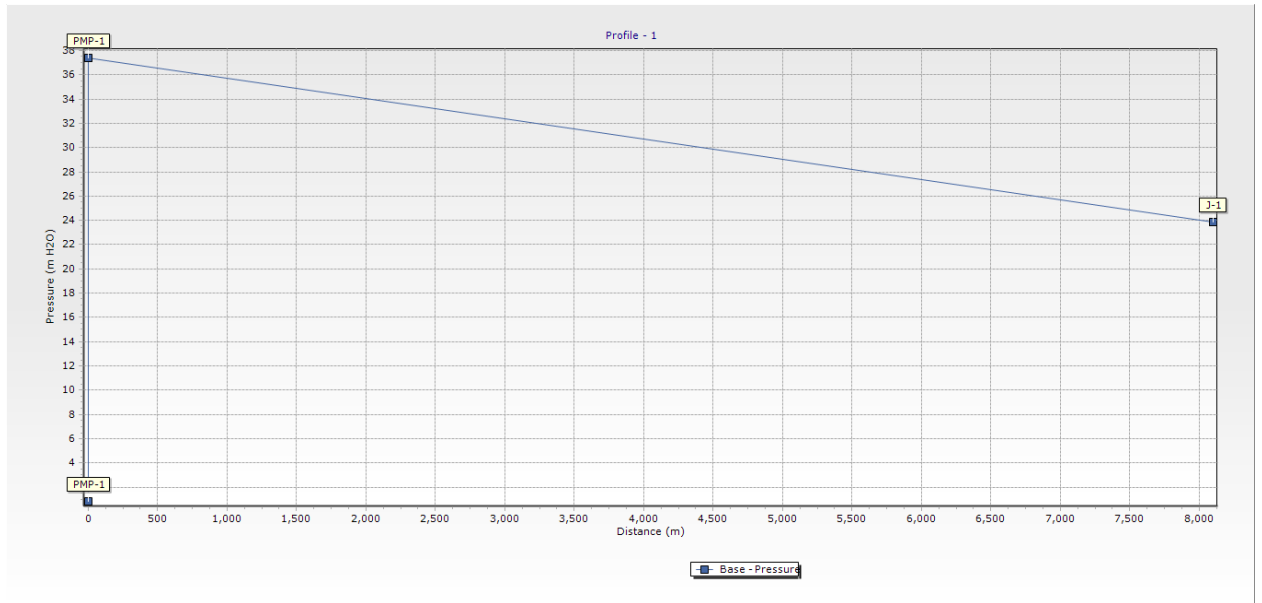


Рисунок 29 Формула Дарси-Вейсбаха, Q 1.16 м³/с, Стеклопластик GRP, трубопровод $D=1000$ мм

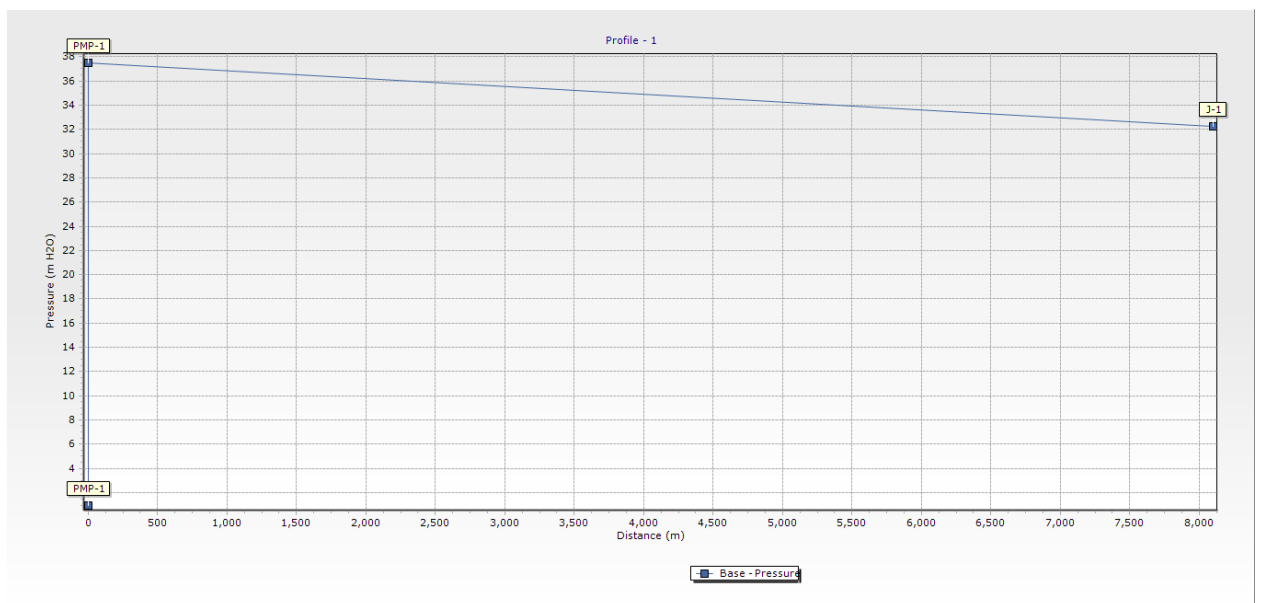


Рисунок 30 Формула Хазена-Вильямса, Q 1.16 м³/с, Стеклопластик GRP, трубопровод $D=1200$ мм



Рисунок 31 Формула Дарси-Вейсбаха, $Q 1.16 \text{ м}^3/\text{с}$, Бетон , трубопровод $D=800\text{мм}$

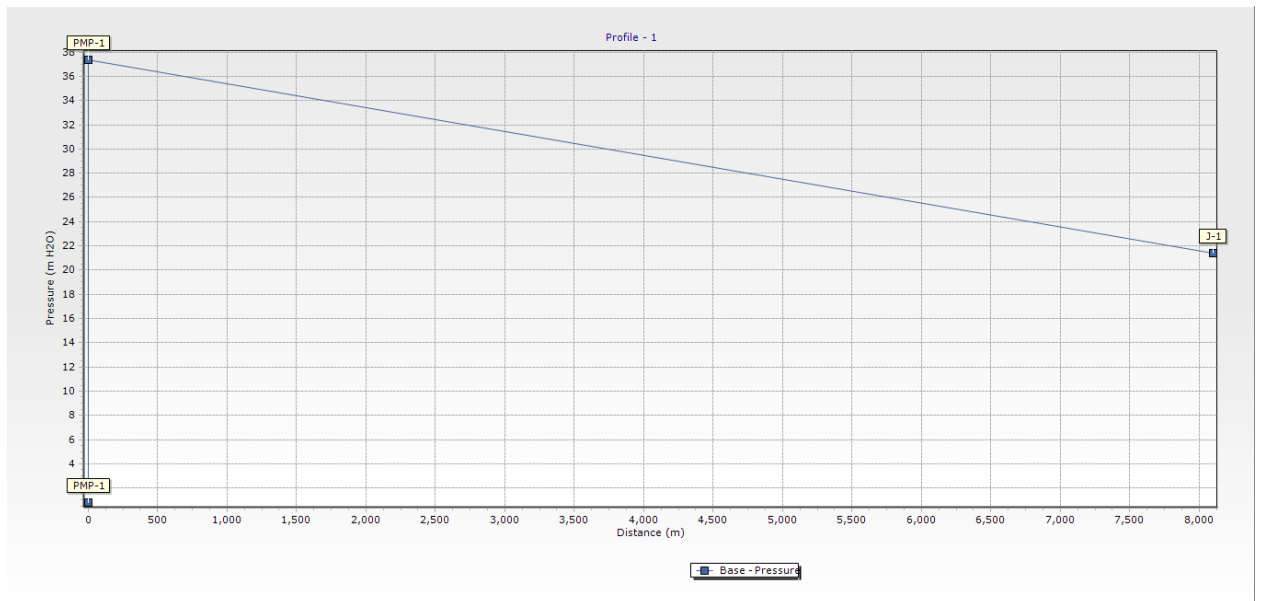


Рисунок 32 Формула Дарси-Вейсбаха, $Q 1.16 \text{ м}^3/\text{с}$, Бетон , трубопровод $D=1000\text{мм}$

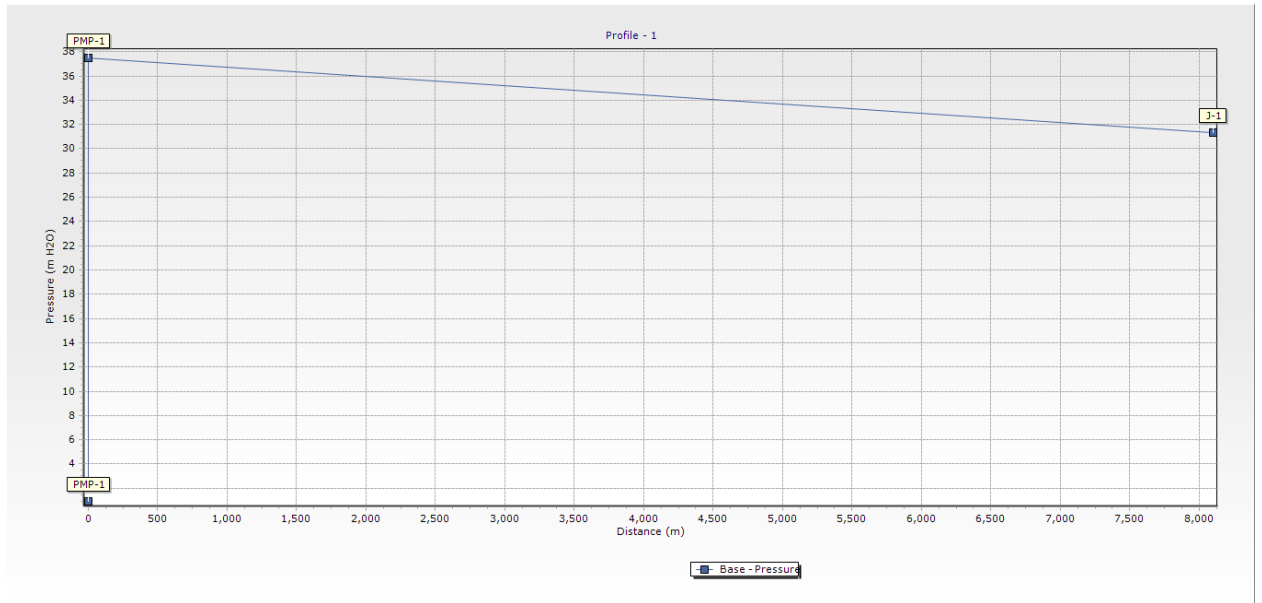


Рисунок 33 Формула Дарси-Вейсбаха, Q 1.16 м³/с, Бетон , трубопровод $D=1200$ мм

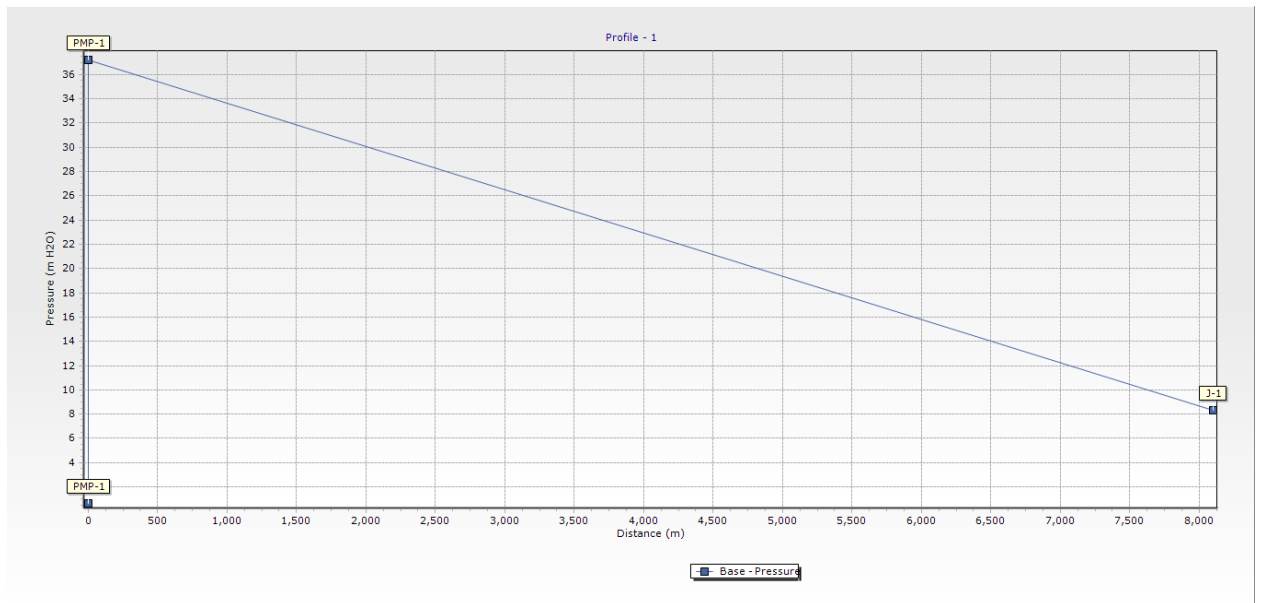


Рисунок 34 Формула Дарси-Вейсбаха, Q 1.16 м³/с, Пластик , трубопровод $D=800$ мм

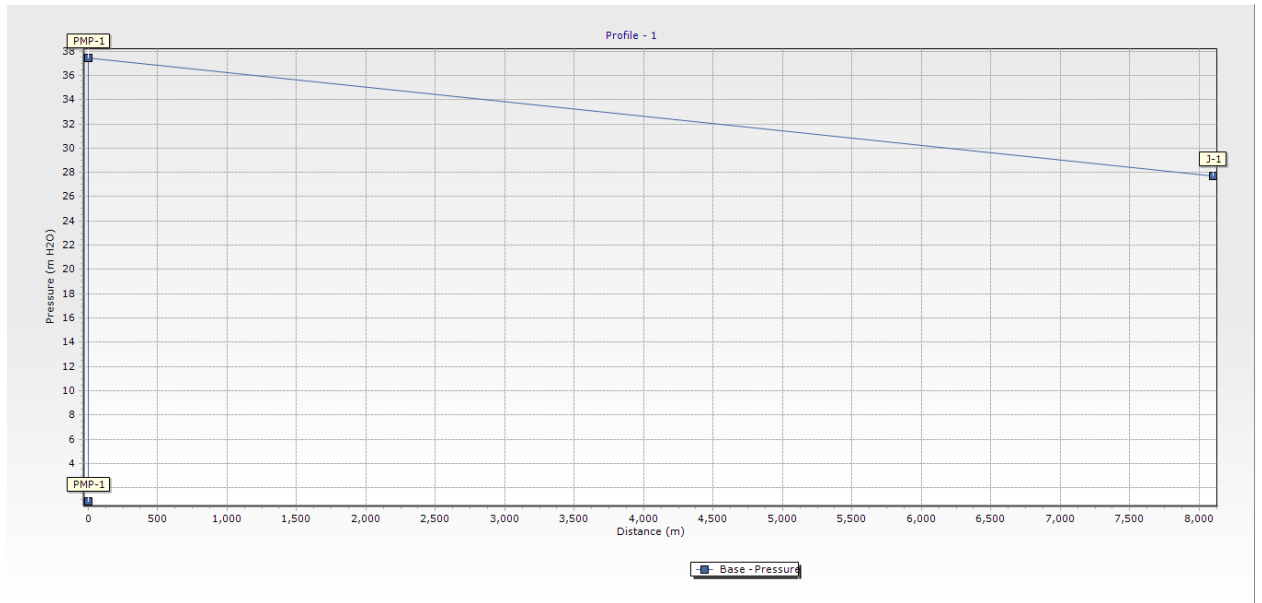


Рисунок 35 Формула Дарси-Вейсбаха, $Q 1.16 \text{ м}^3/\text{с}$, Пластик , трубопровод
 $D=1000\text{мм}$

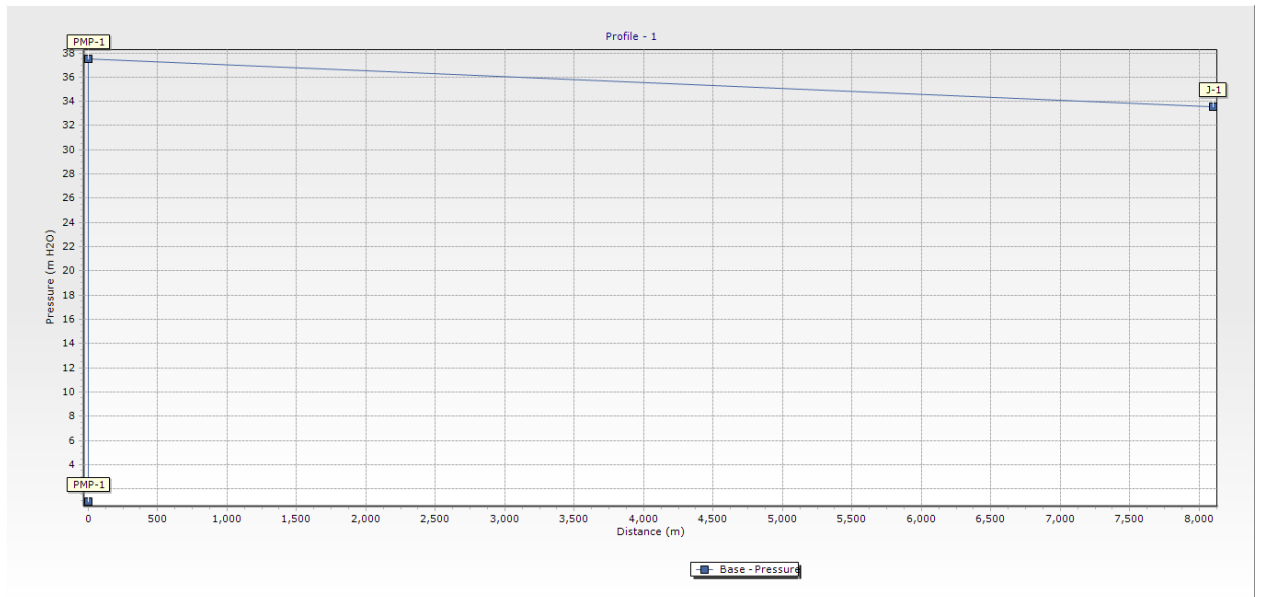


Рисунок 36 Формула Дарси-Вейсбаха, $Q 1.16 \text{ м}^3/\text{с}$, Пластик , трубопровод
 $D=1200\text{мм}$

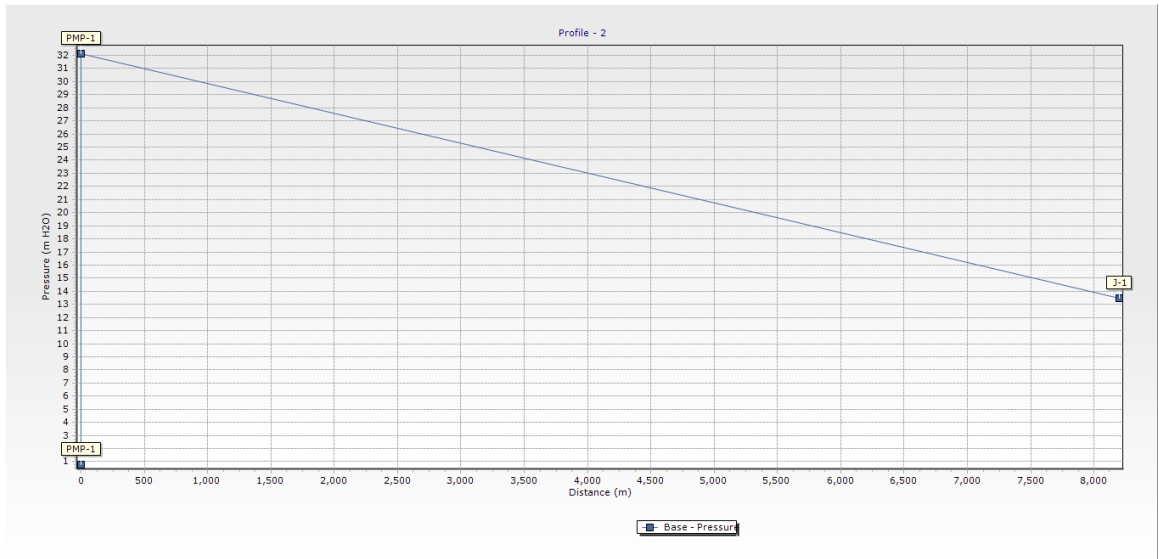


Рисунок 37 Формула Дарси-Вейсбаха , Q 4.63 м³/с, Ковкий чугун, трубопровод
D=1600мм

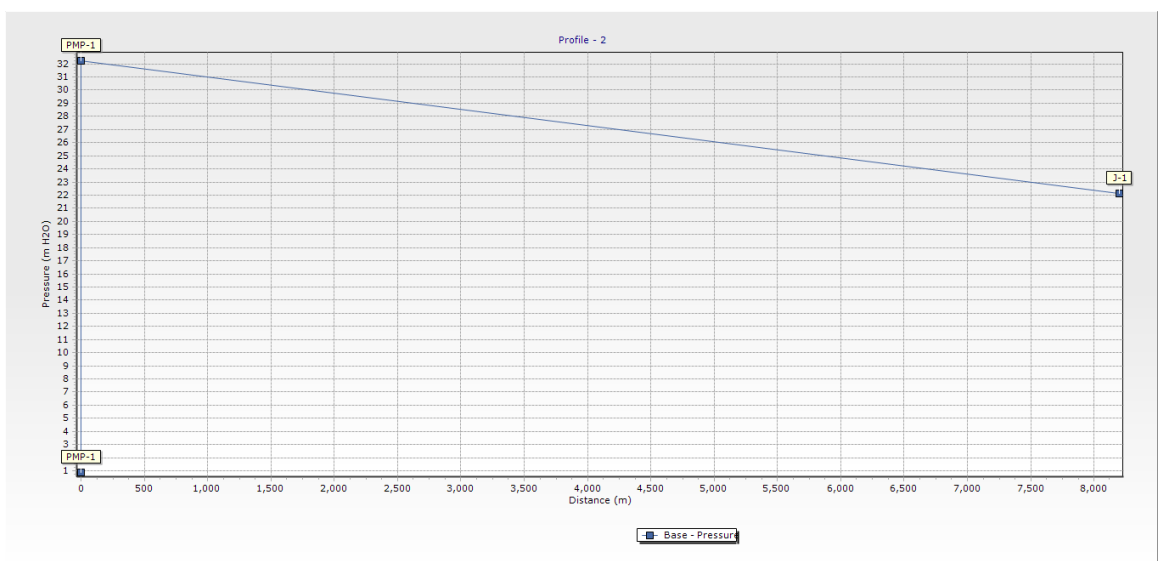


Рисунок 38 Формула Дарси-Вейсбаха , Q 4.63 м³/с, Ковкий чугун, трубопровод
D=1800мм

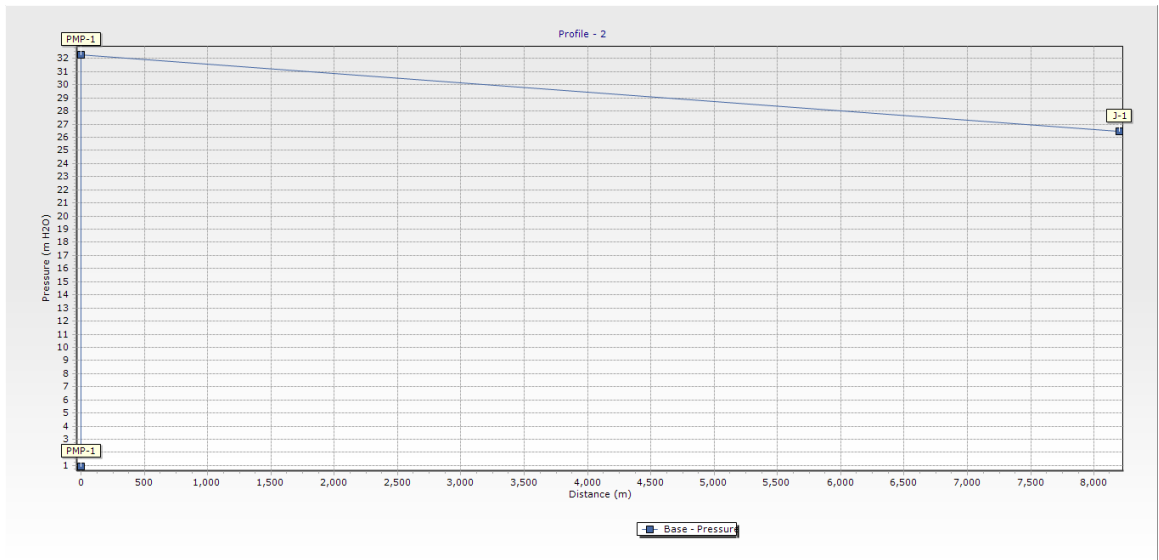


Рисунок 39 Формула Дарси-Вейсбаха , Q 4.63 м³/с, Ковкий чугун, трубопровод
D=2000мм

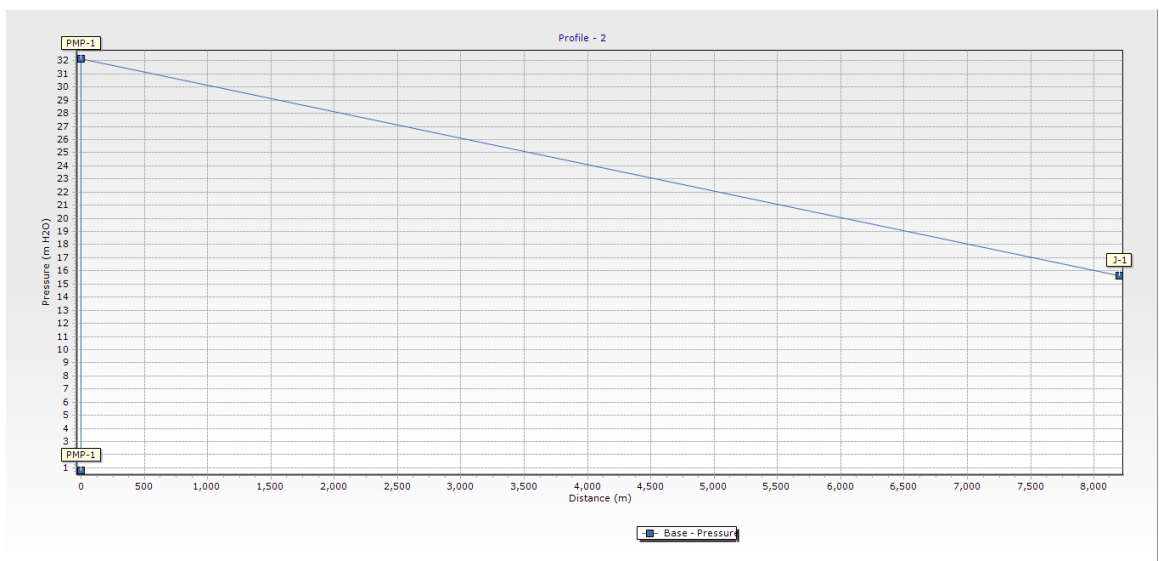


Рисунок 40 Формула Дарси-Вейсбаха, Q 4.63 м³/с, Бетон , трубопровод D=1600мм

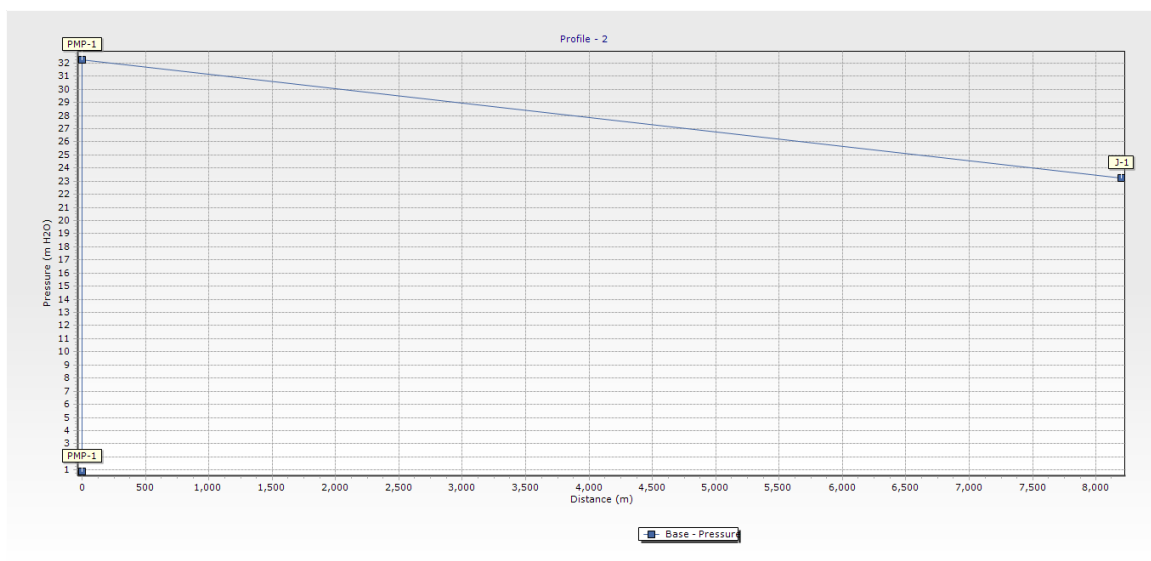


Рисунок 41 Формула Дарси-Вейсбаха, Q 4.63 м³/с, Бетон , трубопровод $D=1800$ мм

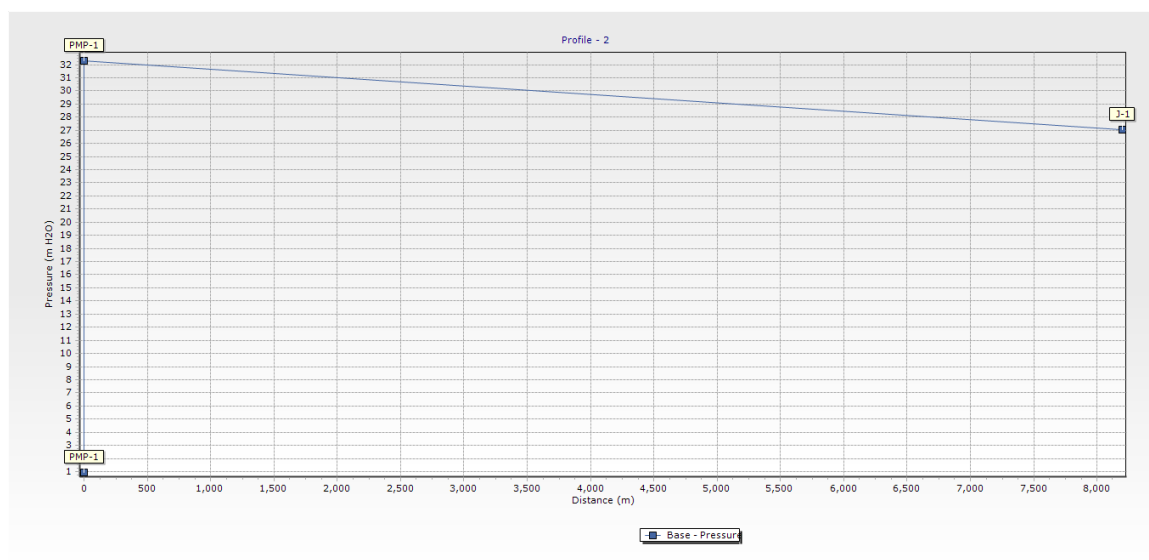


Рисунок 42 Формула Дарси-Вейсбаха, Q 4.63 м³/с, Бетон , трубопровод $D=2000$ мм

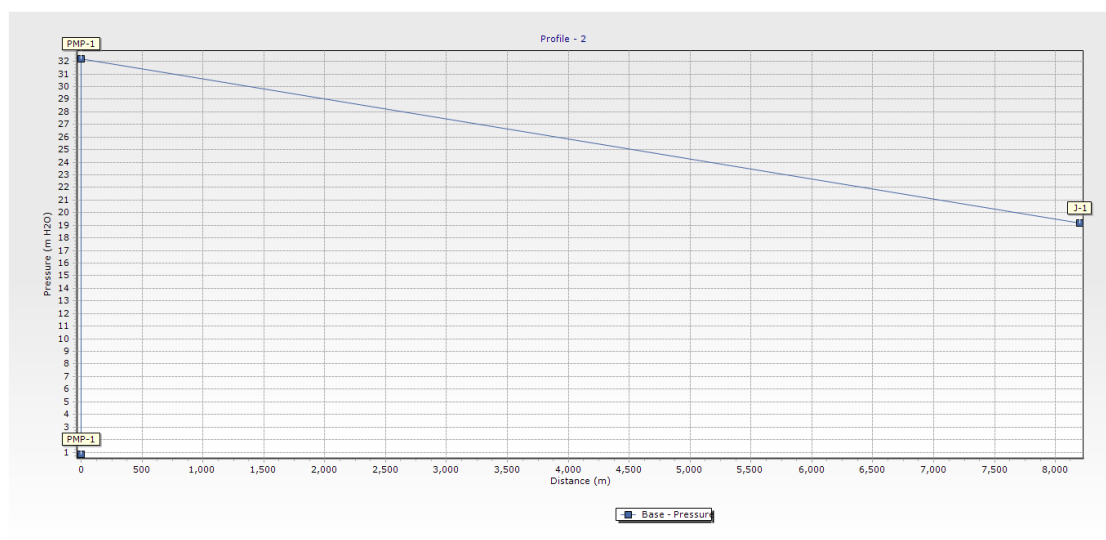


Рисунок 43 Формула Дарси-Вейсбаха , $Q 4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, Пластик, трубопровод
 $D=1600\text{мм}$

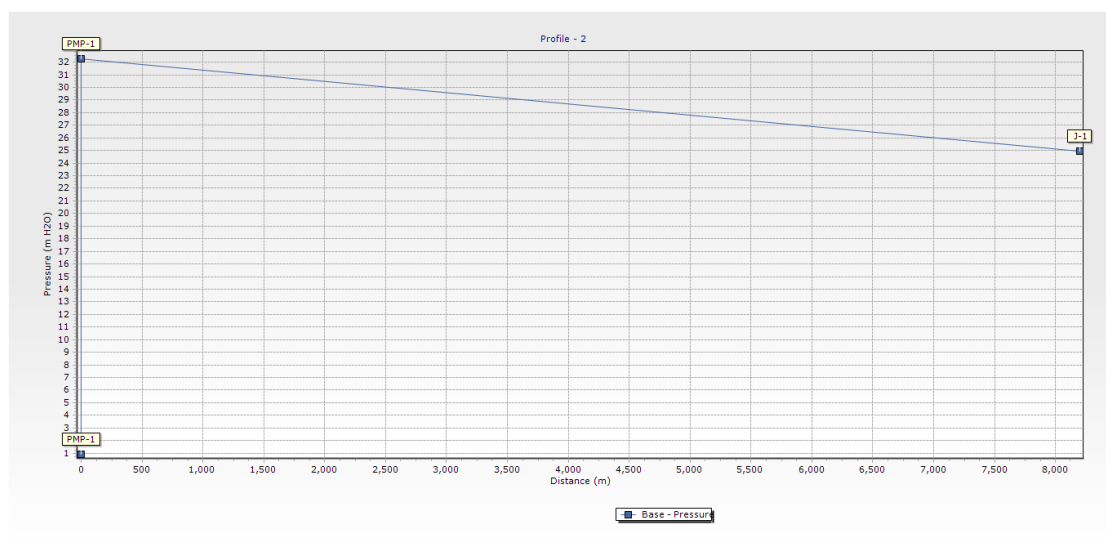


Рисунок 44 Формула Дарси-Вейсбаха , $Q 4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, Пластик, трубопровод
 $D=1800\text{мм}$

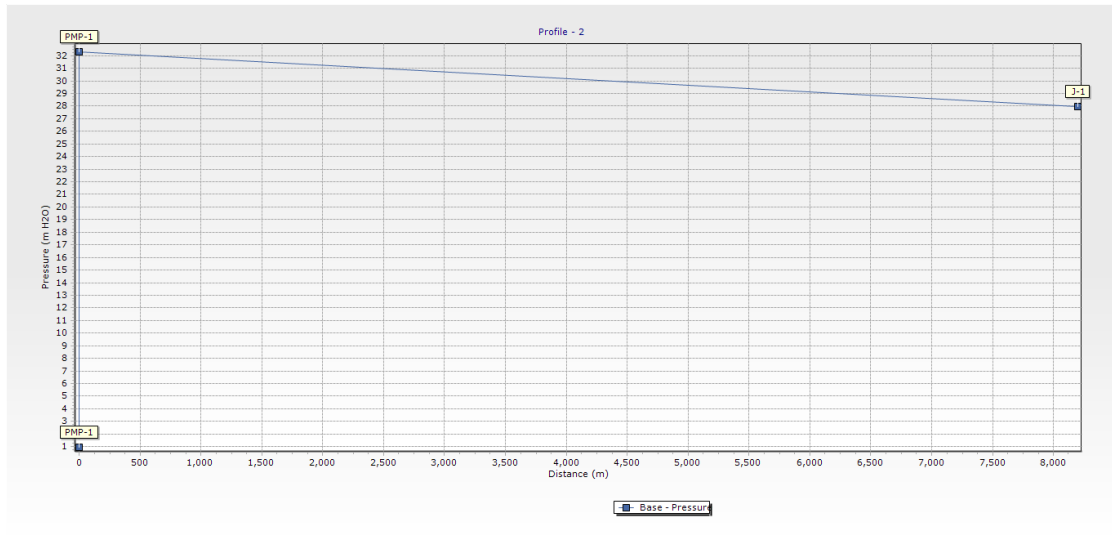


Рисунок 45 Формула Дарси-Вейсбаха , $Q 4.63 \text{ м}^3/\text{с}$, Пластик, трубопровод
 $D=2000\text{мм}$