МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ

Всесоюзный ордена Ленина проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт «Гидропроект» им. С. Я. Жука

Всесоюзный ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский институт гидротехники им. Б. Е. Веденеева

ПОСОБИЕ

по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений

П—780—83

Гидропроект

МОСКВА — 1984

gost.e-ecolog.ru

Министерство энергетики и электрификации СССР
ГЛАВНИИПРОЕКТ

Всесоюзный ордена Ленина проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт "Гидропроект" им. С.Я.Жука

УТВЕРЖДАЮ

Главный инженер института Т.П.Доценко

июня 1983 г.

Всесоюзный ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский институт гидротехники им. Б.Е.Веденеева

УТВЕРЖДАЮ

Зам. директора института по научной работе, АТН И.Б.Соколов

июня 1983 г.

П О С О Б И Е

по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений

П - 780 - 83

Гидропроект

Зам. гл. инженера - нач. технического отдела В.Д.Новоженин

Руководитель нормативной группы А.Г.Соколов

Ответственный исполнитель ктн. А.Н.Мордовина

Зав. сектора нормативных документов ктн А.П.Пак

Зав. комплексной лабораторией бетонных и жел. бет. сооружений А.В.Караваев

Ответственные исполнители зам. зав. комплексной лабораторией бет. и жел. бет. сооружений А.М.Архипов

Зав. группой В.Н.Губарь

Москва
1984 г.

А Н Н О Т А Ц И Я

Настоящее Пособие по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений содержит основные положения проектирования таких конструкций, особенности расчёта и конструирования, снабжено примерами расчёта и конструирования.

Пособие предназначено для инженерно-технических работников, занятых проектированием гидротехнических сооружений. Оно выпущено взамен П-63-2-73 Гидропроект "Руководства по проектированию сталежелезобетонных трубопроводов и их фасонных частей".

П Р Е Д И С Л О В И Е

В последнее время в промышленно-гражданском и гидротехническом строительстве все шире применяются сталежелезобетонные конструкции, представляющие собой объединенную в одном элементе и совместно работающую железобетонную конструкцию и внешнее армирование из листовой стали (облицовку).

В гидротехническом строительстве они оказались необходимы потому, что позволяют создавать конструкции турбинных водоводов и спиральных камер для агрегатов большой единичной мощности, когда произведение внутреннего давления (Р) на диаметр (Д) РД $\geqslant$ 1200 тс/м. В этом случае трудно обеспечить создание надёжной стальной конструкции, так как потребная по расчёту толщина оказывается больше 40 мм, а сварка листов толщиной более 40 мм на строительстве недостаточно освоена.

В настоящее время сооружены и работают сталежелезобетонные спиральные камеры на Курекской ГЭС (РД = 1600 тс/м), Ингурской ГЭС (РД = 1650 тс/м,)Саяно-Шушенской ГЭС (РД = 1700 тс/м), развилка турбинных водоводов на Чарвакской ГЭС, трубопроводы Саяно-Шушенской ГЭС. Проектируются и возводятся сталежелезобетонные спиральные камеры Рогунской (РД = 2280 тс/м) и Байпазинской (РД = 800 тс/м) ГЭС, запроектированы и строятся водоводы Загорской ГАЭС (РД = 1250 тс/м).

Ранее также сооружались подобные конструкции, например, успешно работают турбинные водоводы Красноярской ГЭС, однако расход металла там примерно вдвое превышает необходимый.

Другой тип конструкции, который целесообразно проектировать из сталежелезобетона - это конструкции, имеющие стальную облицовку, поставленную по соображениям предотвращения фильтрации или по другим условиям. В этом случае целесообразно включать путем анкеровки облицовку в статическую работу конструкции. Подобный опыт широко практикуется в промышленных сооружениях, в гидротехнических - осуществлен на строительном туннеле Токтогульской ГЭС.

С точки зрения экономичности следует ожидать от применения сталежелезобетонных конструкций всегда положительного результата.

В случае осуществления конструкций с высоким PD помимо эффекта от применения агрегатов большой единичной мощности, часть дорогостоящего листового прокатного металла заменяется более дешевой высокопрочной арматурой/R_a=3750кгс/см^2/.

Принимая во внимание дефицитность и высокую стоимость листового проката, оказывается экономически выгодным переход на сталежелезобетонную конструкцию даже и тогда, когда она из условий прочности может быть выполнена в металле.

Кроме экономии нужно учитывать большую надёжность сталежелезобетонной конструкции/исключается хрупкое разрушение/.

В том случае, когда вводится в работу на прочность облицовка, поставленная по соображениям фильтрации, получается экономия арматуры, улучшаются условия производства работ и, соответственно, улучшается качество, что является также положительным фактором.

Основные требования по расчёту сталежелезобетонных конструкций приведены в главе СНиП II-56-77 "Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Нормы проектирования". Настоящее Пособие выпущено в развитие указанной главы СНиПа.

Текст из нормативных документов выделен чертой слева. Там же указывается из какого документа он взят, в скобках приводится соответствующий пункт первоисточника.

Настоящее Пособие по проектированию сталежелезобетонных конструкции гидротехнических сооружений составлено на основании результатов экспериментальных и теоретических исследований, проведенных институтами "Гидропроект" им. С.Я. Жука, ВНИИГом им. Б.Е. Бедснеева, НИСом Гидропроекта, НИИЖБом, ПОАТ ХТЗ им. С.М. Кирова, ЛМЗ им. XXII съезда КПСС, натурных наблюдений на эксплуатируемых ГЭС, а также на основании опыта проектирования института "Гидропроект". Учтён опыт практического использования "Руководства по проектированию сталежелезобетонных трубопроводов и их фасонных частей" II-632-73 .

Гидропроект

В пособие включены сталежелезобетонные конструкции спиральных камер, напорных водоводов и туннельных облицовок, разработанные институтом "Гидропроект"; конструкции сталежелезобетонных затворов разработаны ВНИИГом им. Веденеева.

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Настоящее пособие распространяется на проектирование сталежелезобетонных гидротехнических конструкций без предварительного напряжения.

I.2. Сталежелезобетонная конструкция состоит из двух совместно работающих элементов: стальной оболочки и железобетонной конструкции. Стальная оболочка выполняет противофильтрационные функции и воспринимает часть усилий.

Остальная часть усилий воспринимается железобетонной конструкцией.

I.3. Применение сталежелезобетона обеспечивает полную надежность и исключает катастрофический аварийный характер разрушения, имеющий место в стальных конструкциях, за счёт:

- уменьшения концентрации напряжений от местного изгиба и других причин за счёт совместной работы стальной оболочки с железобетоном, который служит упругим основанием;

- применения для стальной оболочки мягких пластичных, хорошо освоенных сталей оптимальной толщины;

- малой вероятности совпадения возможных ослаблений в элементах конструкций, например, сварных швов облицовки и арматурных стыков.

I.4. Сталежелезобетонные конструкции гидротехнических сооружений применяются при необходимости обеспечения их повышенной надежности, а также в тех случаях, когда они оказываются предпочтительными по экономическим соображениям.

Спиральные камеры с параметром РД (произведение давления на диаметр входного сечения), большим 1200тс/м, и турбинные водоводы с РД, большим 1700тс/м рекомендуется проектировать только в сталежелезобетонном исполнении.

I.5. При применении турбинных водоводов сталежелезобетонной конструкции на деривационных и приплотинных ГЭС и ГАЭС не требуется возведения защитных сооружений от аварийного потока воды (п.7.8 СНиП II-50-74).

1.6. В водоводах прямоугольного сечения, камерах затворов и других конструкциях подобной формы стальная облицовка, принятая по соображениям фильтрации или по другим условиям, должна

быть включена в статическую работу конструкции путем ее анкеровки и учитываться в работе на прочность в качестве внешней листовой арматуры.

2. СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ, ИХ СПЕЦИФИЧЕСКИЕ ОСОБЕННОСТИ.

2.1. Сталежелезобетонные конструкции можно подразделить

а/ по назначению: водоводы и их развилки, уравнительные резервуары, спиральные камеры, туннельные водосбросы, камеры затворов, затворы;

б/ по расположению: открытые, засыпные, забетонированные в подземных выработках.

в/ по производству работ: монолитные, сборные и сборно-монолитные.

2.2. Сталежелезобетонные напорные и безнапорные трубопроводы, забетонированные в подземных выработках, следует проектировать в соответствии с СН 238-73" Указаниями по проектированию гидротехнических туннелей", Руководством по проектированию гидротехнических туннелей (Стройиздат, 1982 г.). Конструкции водоводов, возводимые в насыпях, должны проектироваться в соответствии с главой СНиП-Д.7-62"Мосты и трубы".

2.3. Напорные трубопроводы следует проектировать, как правило, кругового поперечного сечения.(рис.I.). Конические участки проектируются аналогично цилиндрическим. Колена турбинных водоводов, образованные из цилиндрических звеньев, конструируются и рассчитываются, как части торообразной оболочки.

2.4. Конструкция развилки напорных трубопроводов кругового очертания может быть решена по двум схемам.

I. Развилка может быть запроектирована, как раздвоенные сталежелезобетонные оболочки, замкнутые на стальную диафрагму/рис.2а/.

Такая конструкция возможна при условии обеспечения надлежащего качества металла и сварки.

Следует иметь в виду, что конструкция является металлической, так как ключевой элемент стальной и, как практика показывает (промежуточный водозабор Нурекской ГЭС), имеет аварийный характер разрушения, а в технологическом отношении очень сложна.

2. Во втором варианте стальная оболочка разветвления напорного трубопровода располагается в обойме из железобетона с

кольцевой арматурой /рис.2б/. Обойма по длине делится на участки разного диаметра в соответствии с размерами конструкции с целью экономии материалов. Внутренняя стальная оболочка полностью учитывается в расчете на прочность вместе с кольцевой арматурой.

Такая конструкция может быть осуществлена при практически любом PD и разрушение ее не носит аварийного характера.

2.5. Сталежелезобетонная конструкция спиральной камеры состоит из стальной облицовки толщиной не более 36 мм и каркаса арматуры, расположенного в непосредственной близости от нее. Кольцевая меридиональная арматура замыкается на ребра жесткости колец статора или на стальные облицовки шахты турбины и конуса отсасывающей трубы, сопряженные со статором турбины. Равнодействующая усилий, возникающих в стальной облицовке и кольцевой меридиональной арматуре, не должна вызывать в колоннах статора изгиба.

2.6. Высоконапорные сталежелезобетонные спиральные камеры могут иметь две разновидности:

а/ когда несущая конструкция спирали не отделяется от бетона блока спиральной камеры /рис.3а/,

б/ когда несущая конструкция спирали отделяется в верхней части от бетона блока деформируемой прокладкой /рис.3б/.

В первом случае конструкция является более жесткой, что вызывает ранее трещинообразование во всем блоке. Такую конструкцию имеют все запроектированные и построенные сталежелезобетонные спиральные камеры по всесоюзным техническим советов институтов.

Во втором случае обеспечивается более позднее появление трещин в блоке, но должна быть гарантирована эффективная работа прокладки и хорошее качество проработки бетона тонкой железобетонной оболочки, что вызывает сомнение.

2.7. Стальные облицовки водосбросов, камер затворов, затворов и других аналогичных конструкций, принятые по условиям исключения фильтрации, стойкости к истиранию и кавитации, или по другим соображениям, должны в обязательном порядке использоваться в статической работе сталежелезобетонной конструкции, для чего их необходимо анкеровать с помощью стержней арматурной стали. Анкеры должны привариваться дуговой сваркой к ребрам

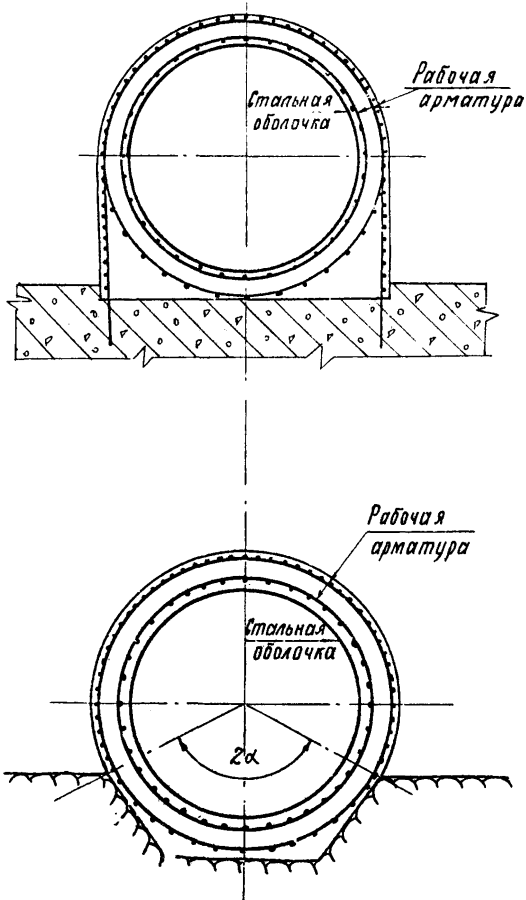
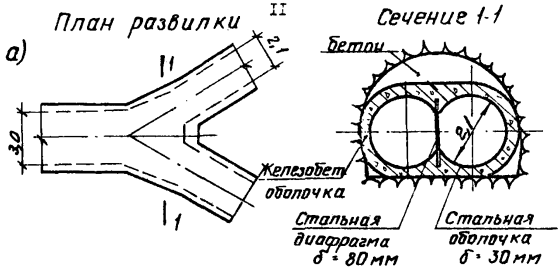
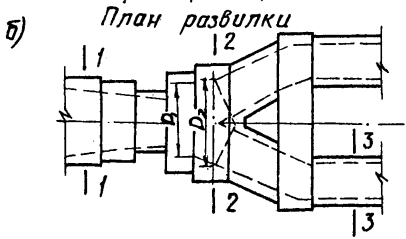


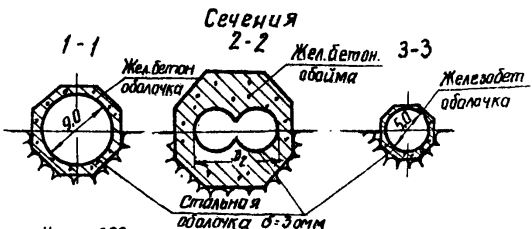
Рис.I. Напорные водоводы кругового поперечного сечения.



Напор 760м

Конструкция развилки применительно к параметрам Зарамагской ГЭС





Напор 220м

Конструкция развилки применительно к параметрам Чарвакской ГЭС

Рис.2. Конструкция развилок.

облицовки. Возможна приварка анкеров непосредственно к облицовке с помощью специального оборудования ТЗ-I и на станке АДФ-200 по рекомендациям НИИЖБа, что позволяет избежать больших деформаций при сварке.

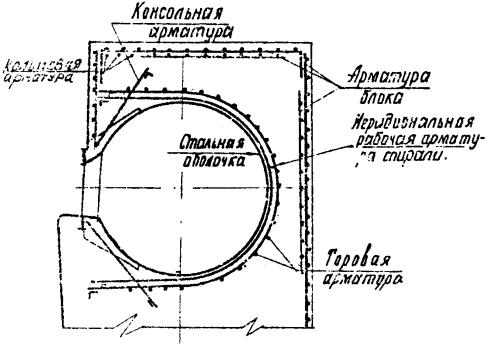
В подземных конструкциях использование облицовки исключает постановку арматуры со стороны облицовки (рис.4), так как облицовка её заменяет. При расположении конструкций в прочных породах при наличии подземных вод следует рассматривать вариант с анкеровкой облицовки к породе (рис.5).

В затворах арматура, недостающая до расчётного количества с учётом облицовки, должна располагаться в непосредственной близости от облицовки.

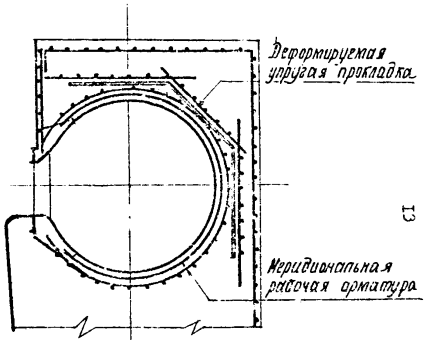
2.9. Сталежелезобетонные затворы могут быть как поверхностными, так и глубинными. В настоящем документе даются указания по проектированию наиболее распространенных плоских затворов.

На практике возможно использование сталежелезобетонных секторных, сегментных, откатных батопортов и других типов затворов. Область применения сталежелезобетонных затворов и площадь перекрываемых ими отверстий аналогичны металлическим затворам.

Конструкции спиральных камер



а. без прокладки



б. с деформируемой прокладкой

Рис.3. Конструкция спиральных камер.

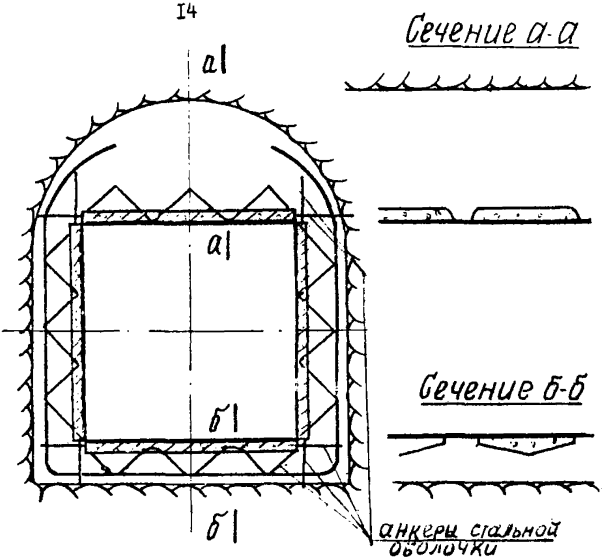


Рис.4. Конструкция обделки, включающая стальную облицовку.

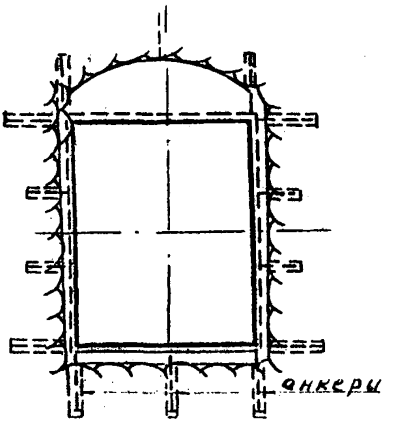


Рис.5. Конструкция прианкеренной к породе стальной облицовки.

3. НАГРУЗКИ, ВОЗДЕЙСТВИЯ, ИХ СОЧЕТАНИЯ

3.1. Нагрузки и воздействия на сталежелезобетонные конструкции принимаются в соответствии с главами СНиП П-50-74 "Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования", СНиП II-57-82 "Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения/волновые, ледовые и от судов/", СНиП II-6-74 "Нагрузки и воздействия".

3.2. Нагрузками основного сочетания для сталежелезобетонных конструкций являются: внутреннее гидростатическое давление с учётом повышения давления при гидравлическом ударе в нормальных условиях эксплуатации, вес, давление подземных вод, горное давление, давление засыпки грунтом, давление с учетом пульсации потока, волновое давление и давление навала льда.

3.3. К особым нагрузкам и воздействиям относятся: сейсмические воздействия, внутреннее гидростатическое давление при формированном подпорном уровне или при действии гидравлического удара при полном сбросе нагрузки, усилия, возникающие вследствие изменения температуры, набухания и усадки бетона, ползучести породы, осадки опор.

Особое сочетание нагрузок включает нагрузки основного сочетания и одну из особых нагрузок.

3.4. К нагрузкам строительного периода относятся: давление от свежеуложенного бетона, давление раствора при выполнении цементации, давление механизмов при производстве работ, монтажные нагрузки и др.

Необходимо предусматривать соответствующие мероприятия для исключения дополнительного армирования на нагрузки строительного периода.

Цементация шва между стальной и железобетонной оболочками должна быть специально обоснована и при удовлетворительном качестве работ не нужна. Если цементация необходима, то давление ее должно назначаться таким, чтобы не требовалось увеличения расхода металла.

Высота блоков бетонирования назначается такой, чтобы не требовалось усиления конструкции, принятой по условиям эксплуатации. При необходимости могут быть предусмотрены инвентарные

раскрепления.

3.5. Нагрузки при расчёте прочности должны приниматься в наиболее неблагоприятных, но в возможных сочетаниях, отдельно для эксплуатационного и строительного случаев.

3.6. При угле наклона оси трубопровода к горизонту более 70° или при величине отношения диаметра /D/ к напору /H/ $\frac{D}{H} \leq 0{,}1$ допускается не учитывать изменение давления по сечению и вести расчёт по гидростатическому напору в центре тяжести сечения.

3.7. При расчете трубопровода на действие внутреннего давления вес конструкции при наклоне трубопровода к горизонту более 70°, а также на предварительных стадиях проектирования допускается не учитывать.

3.8. Для тонкостенных конструкций трубопроводов следует проводить расчёт на частичное заполнение трубопроводов.

3.9. Горное давление рассчитывается в соответствии с СН 236-73, давление от засыпки - со СНиП П-Д.7-62^{x}

3.10. /СНиП П-56-77, п.5.3/. Климатические изменения температуры и влажность наружного воздуха должны приниматься по данным метеорологических наблюдений в районе строительства. При отсутствии таких наблюдений данные о температуре и влажности наружного воздуха следует принимать по главе СНиП П-А,6-72 "Строительная климатология и геофизика" и официальным документам, опубликованным ГУГМС.

Температура воды в водоемах и подземных трактах должна определяться на основе специальных расчётов и по аналогам.

3.11. Нагрузка от свежеуложенного бетона принимается в соответствии со СНиП Ш-15-76 "Бетонные и железобетонные конструкции монолитные".

3.12. Сейсмические нагрузки принимаются по СНиП П-7-81 "Строительство в сейсмических районах" или по "Руководству по учёту сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений" /ВНИИГ,1977 г./.

3.13. Коэффициенты перегрузки приведены в таблице I.

Таблица I

№№ пп	Вид нагрузки	Коэффициент перегрузки,
I.	Вес конструкции для всех конструкций, кроме обделок туннелей	I,05(0,95)
	для обделок туннелей	I,2
2.	Внутреннее гидростатическое давление воды с учётом гидравлического удара	I
3.	Гидростатическое давление подземных вод	I,I /0,9/
4.	Давление пульсации потока	I,2
5.	Горное давление:	
	вертикальное/см.п.7,8 СН 238-73/	I,I - I,5
	горизонтальное	I,2 (0,8)
6.	Давление раствора при цементации	I,2
7.	Давление от механизмов	I,2

4. ОСНОВНЫЕ РАСЧЁТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.I. Расчет сталежелезобетонных гидротехнических конструкций следует производить по методу предельных состояний в соответствии с требованиями общесоюзных норм и правил на проектирование строительных конструкций СНиП П-50-74 и СНиП П-56-77.

4.2. /СНиП П-50-74, 3.2/ Оценку наступления предельных состояний первой группы /устойчивости и прочности/ гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований надлежит производить исходя из условия:

$$K_H n_c N_p \leq m R \qquad /1/$$

где n_c - коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый для основного сочетания нагрузок I, для особого сочетания нагрузок 0,9, для сочетания нагрузок в период строительства 0,95

N_p - расчётное значение обобщенного силового воздействия, определяемое с учётом коэффициентов перегрузки, приведенных в п.3.I3,

R - расчётное значение обобщенной несущей способности сооружения или его конструкций и оснований, определяемое с учётом коэффициента безопасности по материалам и грунтам К,

m - коэффициент условий работы, учитывающий вид предельного состояния, приближенность расчётных схем, тип сооружения, конструкции или основания, вид материала или другие факторы,

K_H - коэффициент надежности, учитывающий степень ответственности, капитальность и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний, принимаемый для сооружений:

I класса - I,25
П класса - I,20

Ш класса - I,I5
IУ класса - I,I

Величина коэффициентов $K_н$ и m устанавливается соответствующими нормативными документами на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

Для сталежелезобетонных конструкций согласно п.2.I8 СНиП II-56-77 с учетом изменений, утвержденных решением Госстроя СССР № 283 от 3I декабря I98I г.
для I и II классов m_a= I,I5.0,8 = 0,92
для Ш и IУ классов m_a= I,I0.0,8 = 0,88

Для листовой арматуры в зависимости от анкеровки допустимо вводить понижающий коэффициент, но не менее 0,5.

4.3. По второй группе предельных состояний при необходимости в отдельных случаях выполняется расчет раскрытия трещин. Расчет ведется на основное сочетание нормативных нагрузок (без коэфф.перегрузки).

Предельные значения величины раскрытия трещин приведены в таблице 2 /п.7.2/.

5. РАСЧЁТНЫЕ СХЕМЫ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Сталежелезобетонные конструкции при выборе расчетных схем не имеют отличия от конструкции из других материалов: металла и железобетона.

5.2. Конструкции трубопроводов, имеющие сплошное опирание в направлении образующей, допускается рассчитывать раздельно в кольцевом и в продольном направлении.

5.3. Напорные трубопроводы, лежащие на упругом основании, в кольцевом направлении рассчитываются:

а/ открытые - по схеме, приведенной на рис.6.

б/ засыпанные - по схеме, приведенной на рис.7

Сектор опирания трубопроводов рекомендуется принимать не менее 90^0, во избежание появления значительных пиков изгибающих моментов у края опирания.

5.4. Расчёт трубопроводов открытых и засыпанных должен быть выполнен на две схемы загружения:

а/ эксплуатационный случай /загружение внутренним давлением, весом трубопровода, давлением засыпки / $n_c = 1$,

б/ ремонтный случай, когда трубопровод опорожнен /загружение весом трубопровода, давлением засыпки и наружным давлением воды, если таковое может быть/ $n_c = 0{,}95$.

Нужно иметь в виду, что при расчёте на сочетание нагрузок, включающее внутреннее давление (из-за наличия сквозных трещин в бетоне) следует включать в расчет жесткость арматурного сечения.

$F = \frac{F_a}{\gamma_a} + F_o$, $y = y_a + y_o$, относительно центральной оси стального сечения, $E = E_a$. y_a и y_o - моменты инерции сечения арматуры и облицовки.

Это обычно исключает или сводит до минимума изгибающие моменты.

При расчёте опорожненного трубопровода следует учитывать жёсткость бетонного сечения при модуле упругости, равном $0{,}7E_b$

Коэффициент постели основания определяется по формуле:

$$K = \frac{E_o}{(1-\nu_o^2)R_c} \qquad /2/$$

где E_o - модуль деформаций основания сооружения с введением поправочных коэффициентов, учитывающих несоответствие между напряженным состоянием грунта в компрессионном приборе и в основании сооружения. Определяется в соответствии с прил.7 СНиП II-16-76 "Основания гидротехнических сооружений";

ν - коэффициент Пуассона грунта;

H_c - толщина сжимаемого слоя, принимаемая согласно п.6.7 СНиП II-16-76 равной 0,3B для песчаных грунтов и 0,7B - для глинистых грунтов;

B - ширина основания.

Расчёты по схемам, представленным на рис.6 и 7, могут быть выполнены с помощью любых программ для стержневых систем. Может быть применена и специализированная программа ТК-1А. При этом для свободной части сечения трубопровода К принимается на два порядка меньше, чем для основания.

Расчет по схемам 6 и 7 может быть произведен с учетом касательных напряжений трубы водовода с опорной конструкцией на ЭВМ по программам "СМ-4", "Лира", КРАК и др.

Температурный перепад в сечении может быть учтен по приложению 2.

5.5. Обделки напорных туннелей рассчитываются по схеме, приведенной на рис.8 с учётом отпора породы по контуру согласно СН 238-73, см.также"Руководство по проектированию гидротехнических туннелей", Гидропроект им. С.Я. Жука, М, 1982 и "Рекомендации по автоматизированным расчетам туннельных обделок / по программе ТК 1А/" $\frac{\text{П-763-82}}{\text{Гидропроект}}$

В этих расчётах закон независимости действия сил не имеет места. Температурные воздействия в туннелях при расчетной разности температур менее 30°С не учитываются. При расчете на температурные воздействия трещиностойких обделок необходимо учитывать набухание и ползучесть бетона.

В расчёте нужно принимать коэффициент отпора породы по

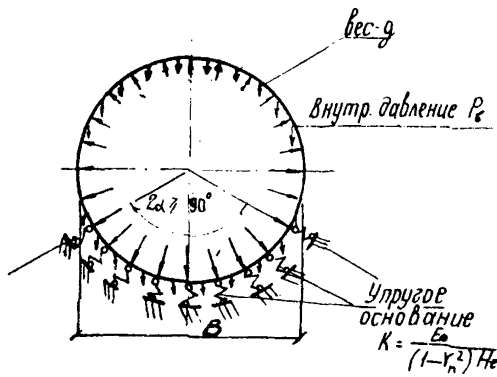


Рис.6 Расчетная схема открытого напорного трубопровода.

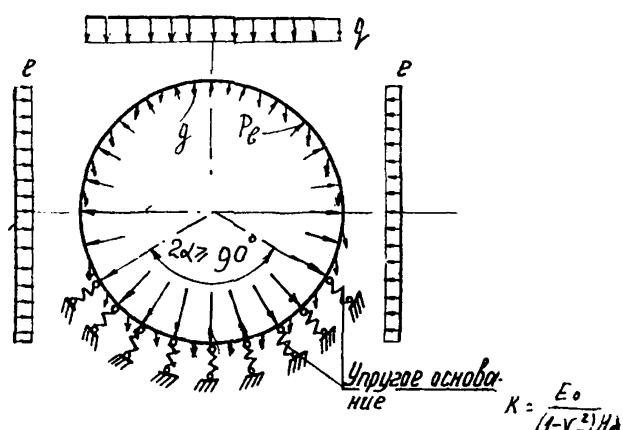


Рис.7. Расчетная схема засыпанного трубопровода.

формуле: $$K = \frac{E_п}{(1+\nu_п^2)\,0{,}5B}$$ / 3 /

где $E_п$ - модуль деформации породы,

B - ширина выработки,

$\nu_п$ - коэффициент Пуассона породы.

Жесткость обделки принимается в соответствии с п.5.4. Расчёты могут быть выполнены с помощью программы ТК-IA.

5.6. Фасонные части трубопроводов, в том числе и развилки, рассчитываются в кольцевом направлении так же, как и трубопроводы. При расчёте развилок диаметр принимается равным наибольшему пролету трубопровода в свету в пределах каждого диска /рис.2/.

5.7. В направлении образующей неразрезанные трубопроводы рассчитываются,как балки кольцевого сечения, лежащие на упругом основании и различным образом примыкающие к сооружениям и конструкциям. Упругое основание по длине балки характеризуется коэффициентом постели и может иметь различные характеристики по длине. В общем случае расчётная схема приведена на рис.9.

Значение коэффициентов постели принимается для открытых и засыпанных трубопроводов по формуле /2/, для туннелей - по формуле /3/. Как правило, принимаются конструктивные меры, сводящие к минимуму усилия в направлении образующей. Расчёт может быть выполнен в случае длинной балки с помощью таблиц, для коротких балок и при более сложных случаях с помощью программы Б-I-IO.

5.8. В случаях примыкания напорных трубопроводов к массивным конструкциям без устройства шва необходим учёт усилий от упругой заделки конца трубопровода. Усилия возникают от препятствия со стороны закрепления деформациям смещения и поворота под действием внутреннего давления, а также температурного смещения вдоль оси трубопровода. Решение краевой задачи может быть выполнено по приближенной методике Пастернака П.Л. /см.пример 5/. Этим расчётом определяется армирование в направлении образующей в местах примыкания трубопровода к массивам, например к развилкам.

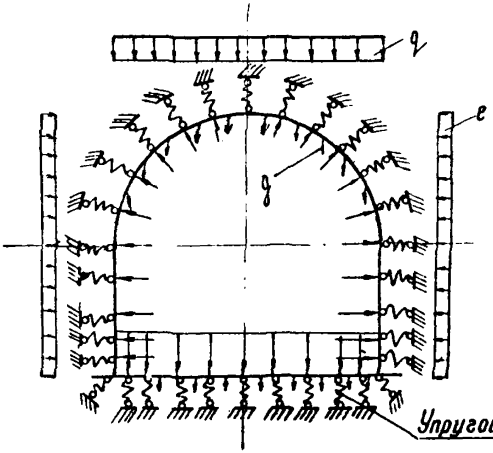


Рис.8. Расчетная схема напорного туннеля.

5.9. Можно рекомендовать при наличии условий использование сталежелезобетонной конструкции напорного трубопровода при переходе через ущелья без устройства несущего трубопровод моста. Такая конструкция имеет весьма большую жесткость и удобна при строительстве, так как стальная оболочка будет являться несущей в строительный период.

Стальная оболочка рассчитывается на нагрузки строительного периода/вес стальной оболочки, вес арматурного каркаса, опалубки, нагрузка бетонной смесью, механизмами и пр./.

Сталежелезобетонная конструкция рассчитывается на нагрузки эксплуатационного периода /вес трубопровода, внутреннее давление, вес засыпки и др./.

Должна быть произведена также проверка на нагрузки с учётом особых воздействий /рис.IO/.

Расчёт такой конструкции может быть выполнен с помощью программы РАСК-М.

5.10. Сталежелезобетонные конструкции водосбросов являются, обычно, конструкциями рамного типа. Они рассчитываются в общей расчётной схеме блока ГЭС. Водосбросы могут располагаться также в пределах бетонной плотины или в породе.

В бетонном массиве на облицовку передаются нормальные силы от внутреннего давления воды в водосбросе. Расчет может быть выполнен с помощью программы ТК IA.

Обязательно производится проверка стальной оболочки на нагрузку наружным давлением воды, если таковое может быть при опорожненном водосбросе.

При расположении в породе расчёт водосброса ведется также, как и напорных туннелей /см.п.5.5/. В сохранных крепких породах /при коэффициенте крепости породы $f_{кр} \geq 4$/ должен быть рассмотрен вариант анкеровки стальной облицовки в породу по площади элемента на действие давления подземных вод / должны быть определены расстояние между анкерами, площадь поперечного сечения последних и их длина в соответствии с СН 38-73/.

5.II. Расчётное армирование узлов сопряжения сталежелезобетонных конструкций следует предусматривать на расчётные усилия без учёта концентрации напряжений, которая должна учитываться конструктивными мероприятиями.

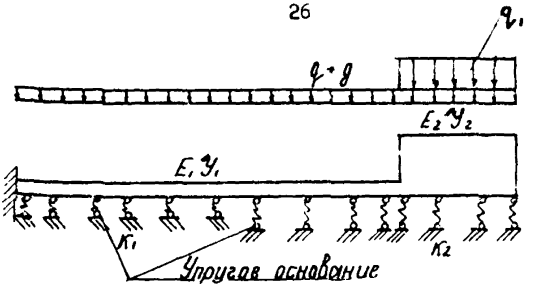


Рис.9. Расчетная схема трубопровода в направлении образующей.

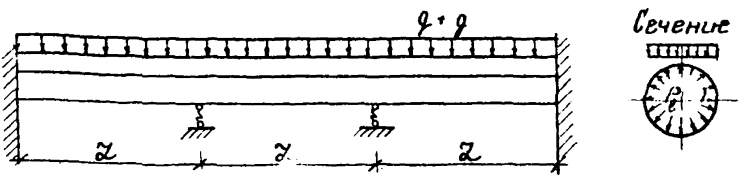


Рис.10. Расчетная схема трубопровода, образующего несущую конструкцию моста.

5.12. Уравнительные резервуары имеют, как правило, круговое сечение и рассчитываются на нагрузку внутренним давлением по котельной формуле. Краевой эффект учитывается в соответствии с п. 5.8. При расположении в породе учитывается ее отпор при нагрузке внутренним давлением. Кроме того, рассчитывается опорожненная конструкция на давление подземных вод и горизонтальное давление породы.

5.13. Сталежелезобетонные оболочки спиральных камер рассчитываются по безмоментной теории расчета торообразных оболочек (рис.11). Толщина стальной облицовки спиральной камеры, как правило, должна приниматься постоянной по сечению.

При определении расчетного сечения кольцевой арматуры и облицовки необходимо стремиться к тому, чтобы на вогнутой и выпуклой сторонах и на вертикальной оси сечений / с учетом шага между стержнями арматуры/ приведенное сечение несущих элементов /стальная облицовка плюс арматура/ обеспечивало их равнонапряженность в стадии эксплуатации.

Напряженное состояние высоконапорных спиральных камер определяется расчетами по схеме пространственных конструкций методами МКЭ /программа "Корпус" и др./, а также обосновываться данными исследований на крупномасштабной пространственной модели.

Пригодность такого расчёта подтверждена испытаниями многочисленных моделей /малых сооружений/ и натурными испытаниями спиральной камеры Нурекской ГЭС.

5.14. На предварительных стадиях проектирования напорные конструкции кругового очертания допускается рассчитывать только на внутреннее давление с определением усилий по котельной формуле.

5.15. Плоские сталежелезобетонные затворы должны проектироваться минимального веса. С этой целью внутри затвора устраиваются полости с применением несъемной опалубки /бетонные и железобетонные трубы/ или устанавливаются легкая металлическая конструкция.

По способу возведения плоские сталежелезобетонные затворы могут быть монолитными и сборномонолитными.

По конструкции возможно применение двух типов затворов:

а/ с внутренней железобетонной плитой с цилиндрическими по

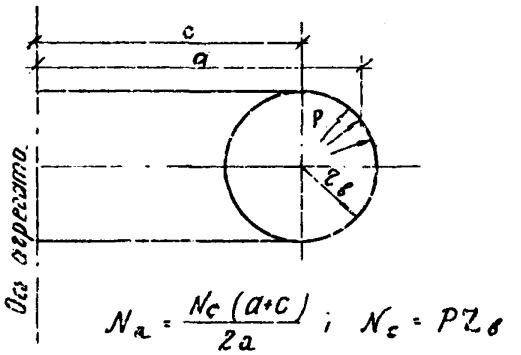


Рис.II. Определение усилий в торе.

лостями /рис.I2./.

б/ комплексные с внутренней несущей металлической конструкцией типа стропильной фермы и наружными железобетонными плитами; такие затворы рекомендуются для применения в агрессивной среде /рис. I3/.

Отношение высоты поверхностных сталежелезобетонных затворов к перекрываемому ими пролету составляет $\frac{1}{10} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20}$, а для глубинных затворов $\frac{h}{L} \leq \frac{1}{15}$.

5.I6. Затворы первого типа рассчитываются, как плоская сталежелезобетонная плита по "Программе расчета пластин на упругом основании винклеровского типа методом конечных элементов"/программа "Плита", ЗНИИГ, I980/. На предварительных стадиях проектирования расчет выполняется по отдельным полосам, как для балки на двух опорах, без учета связи между полосами.

5.I7. Толщина листа в затворах первого типа задается минимальной по технологическим соображениям / $\delta = 8$ мм/. Основным несущим элементом должна быть стержневая арматура. Рекомендуется двухсторонняя установка облицовки для создания жесткой несъемной опалубки, металлические листы которой связаны поперечными связями, являющейся поперечной арматурой. Для уменьшения трещинообразования при отсутствии расчетной стержневой продольной арматуры следует ставить конструктивную арматуру, площадь которой должна составлять не менее площади облицовки.

5.I8. Затворы второго типа рассчитываются и конструируются по аналогии со сталежелезобетонными мостами /Стрелецкий Н.С. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. М.Транспорт,I98I/.

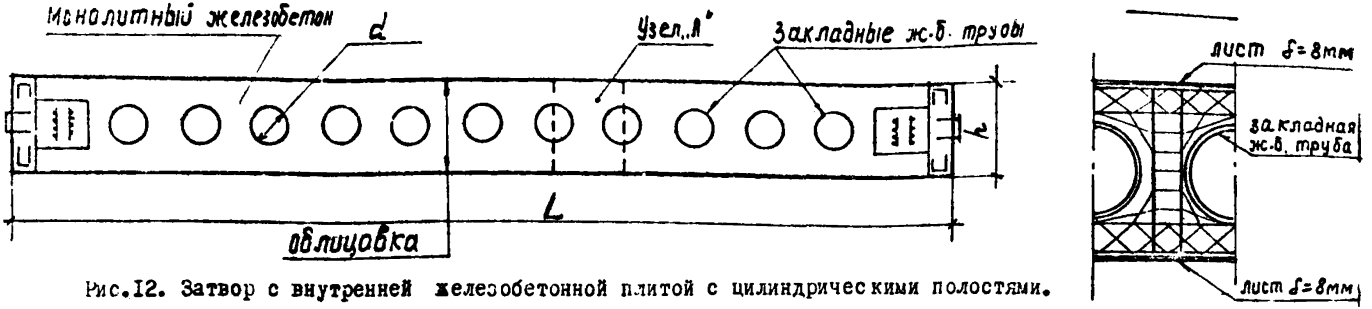


Рис.12. Затвор с внутренней железобетонной плитой с цилиндрическими полостями.

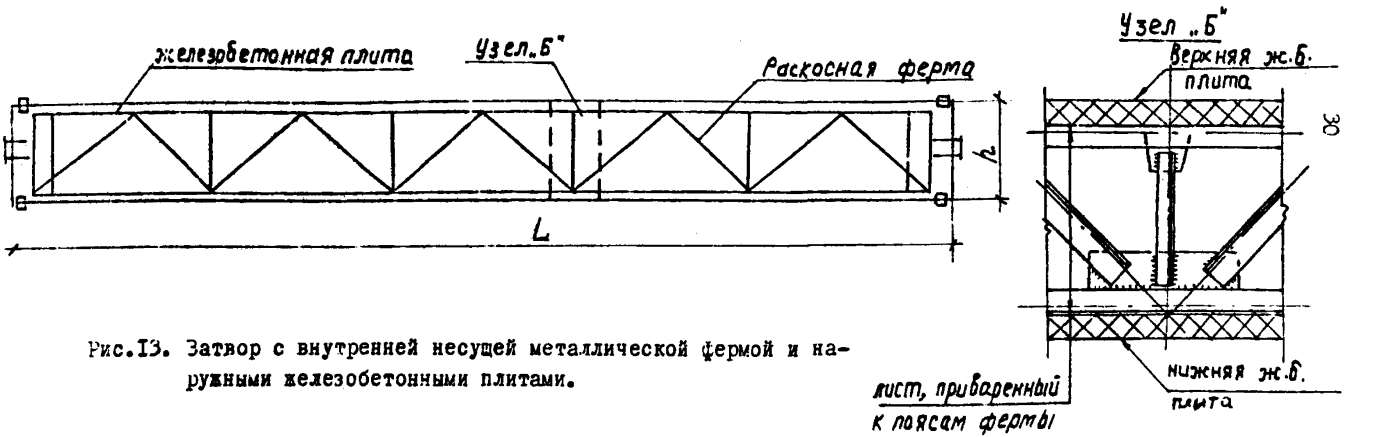


Рис.13. Затвор с внутренней несущей металлической фермой и наружными железобетонными плитами.

6. РАСЧЕТ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ НА ПРОЧНОСТЬ

6.I. Расчёт на прочность сталежелезобетонных конструкций производится в соответствии с СНиП П-56-77.

6.2. Расчёт центрально-растянутых сталежелезобетонных элементов производится по формуле:

$$K_н n_c N \le m_a (F_a R_a + F_o R) \qquad /5/$$

m_a = 0,8 . I,I5 = 0,92 для I и П классов сооружениц

m_a = 0,8 к I,I0 = 0,88 Ш и IУ -"- -"-

где N - усилие растяжения в элементе,

$F_a R_a$ - сечение и расчётное сопротивление арматуры,

F_o, R_o - то же листовой стали, по пределу текучести R_y причем при работе стальной оболочки только на растяжение допускается принимать расчётное сопротивление по временному сопротивлению R_u с введением в соответствии с п.4. СНиП П-23-81. Коэффициент условий работы γ_u = I,3.

Примечание: расчетное сопротивление стальной облицовки по временному сопротивлению принимается лишь в том случае, когда стальная облицовка воспринимает не более 50% расчетной нагрузки.

Обычно определяется сечение арматуры:

$$F_a = \frac{K_н n_c N - m_a F_o R}{m_a R_a} \qquad /6/$$

F_a - назначается минимальным по условиям производства работ /см.п.8.I/. В случае, когда площадь поперечного сечения арматуры / F_a / получается слишком большой по условиям удобства размещения ее в сечении, может быть увеличено F_o и соответственно уменьшено F_a.

6.3. Расчёт внецентренно-растянутых сталежелезобетонных элементов следует производить:

а/ В случае малых эксцентриситетов /когда сила приложена в пределах расстояния между арматурами, рис.I4/.

Усилия в металле распределяются обратно-пропорционально расстояниям сечения металла до силы:

$$K_н n_c N \leq m_a [F_o R + (F_a + F_a') R_a]$$
$$K_н n_c N e \leq m_a F_a' R_a (h_o - a') \qquad /7/$$
$$K_н n_c N e' \leq m_a F_a R_a (h_o - a') + m_a R F_o (h_o - \frac{\delta}{2})$$

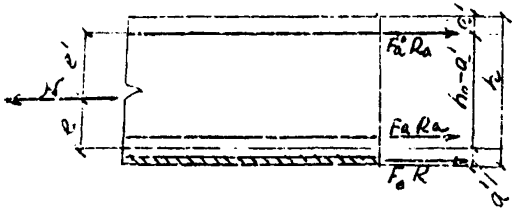


Рис.I4. Случай внецентренного растяжения с малыми эксцентриситетами.

В сталежелезобетонных напорных трубопроводах при малых эксцентриситетах целесообразно сохранять постоянное армирование по контуру и потому при условии восприятия силы с соответствующими коэффициентами запаса допускается перенапряжение в металле в отдельных сечениях до 30% - в сравнении с расчётными величинами напряжений.

б/ В случае больших эксцентриситетов, когда сила приложена вне пределов сечения /рис.I5/ для случая прямоугольных сечений и когда стальная обделка располагается в растянутой зоне, расчет производится по формулам:

$$K_н n_c N_c \le m_б R_{пр} b x \left(h_o - \frac{x}{2}\right) + m_a R_{ac} F_a' (h_o - a') \quad / 8 /$$

$$K_н n_c N \le m_a (R_a F_a + R F_o) - m_a R_{ac} F_a' - m_б R_{пр} b x$$

$m_б$ = I,I5 при толщине конструкции 0,6 м и более
$m_б$ = I,0 " " менее 0,6 м

При арматуре А-П и А-Ш и марках бетона М200-300

$$\xi_R = 0{,}6$$

Практически определяется сечение растянутой арматуры по формуле:

$$F_a = \frac{K_н n_c M_a}{Z m_a R_a} + \frac{K_н n_c N - m_a F_o R}{m_a R} \quad / 9 /$$

M_a момент внешних сил относительно центра тяжести растянутого металла.

Z - плечо внутренней пары сил.

Определяется по $A_o = \frac{K_н n_c M_a}{m_б b h_o R_{пр}}$ и далее по граф. I прил I. Находится

$$Z = \gamma_o h_o \quad /10/$$

6.4. Расчёт внецентренно-сжатых элементов /рис.I6/ прямоугольного сечения при условии $\xi_p = \frac{x}{h_o} \le \xi_R$ следует выполнять по формулам:

$$K_н n_c M_a = K_н n_c N_c \le m_б R_{пр} b x \left(h_o - \frac{x}{2}\right) + m_a R_{ac} F_a' (h_o - a') + m_a R_o' \left(h_o - \frac{F'}{2}\right) \quad / 11 /$$

$$K_н n_c N \le m_a (R_a F_a + R F_a - R_{ac} F_a') - m_a F F_o - m_б R_{пр} b x$$

Сечение сжатой стальной оболочки / F_o' / учитывается в случае обеспечения её сцепление с бетоном или надежной анкеровки в нем. Практически рассчитывается сечение растянутой арматуры без учета сжатой арматуры по формуле:

$$\frac{R}{R_a} F_o + F_a = \frac{K_н n_c M_a}{Z m_a R_a} - \frac{K_н n_c N}{m_a R_a} \quad / 12 /$$

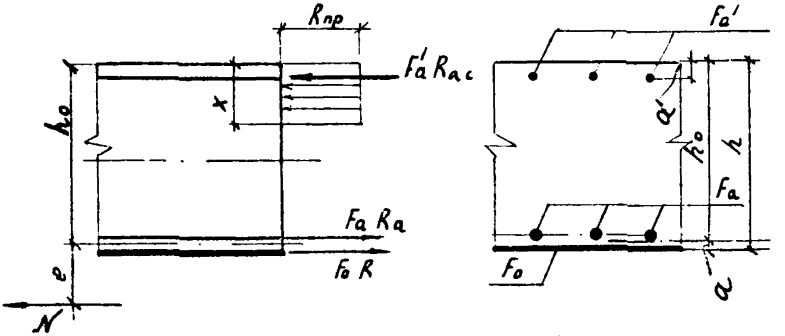


Рис.I5. Случай внецентренного растяжения с большими эксцентриситетами.

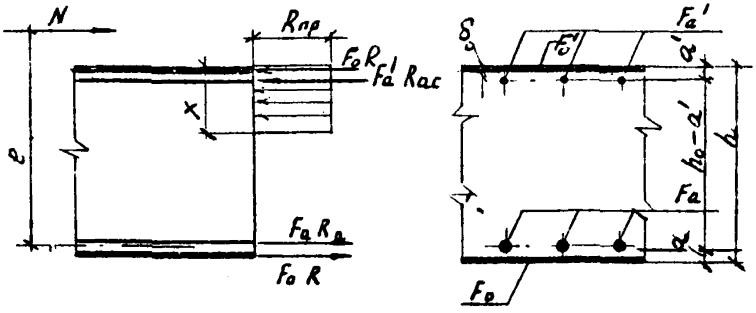


Рис.I6. Случай внецентренного сжатия с большими эксцентриситетами.

6.5. Изгибаемые конструкции рассчитываются по формулам внецентренно-сжатых или внецентренно-растянутых конструкций с большими эксцентриситетами при условии $N=0$; $Ne = M_a = M$.

6.6. Сталежелезобетонные затворы рассчитываются, как изгибаемые железобетонные элементы по главе СНиП II-56-77 п.3.16, с учетом дополнений, введенных с I июля 1982 г. При этом толщина стального листа определяется согласно п.5.17. настоящего "Руководства".

6.7. Расчёт по наклонным сечениям на поперечную силу сталежелезобетонных конструкций не отличается от обычного и поэтому не приводится. Расчёт может быть выполнен в соответствии с главой СНиП П-56-77, а также в соответствии со статьей кін. ВН Голосова и дін. АС Залесова "Расчет конструкций с внешним армированием при действии поперечных сил", Бетон и железобетон № 6, 1977 г.

6.8. Объединяющие железобетон и сталь устройства - анкеры должны рассчитываться на сдвигающее усилие T, возникающее в контактной зоне между железобетоном и стальным листом от действия перерезывающих усилий и разности температур, согласно указаниям руководства "Сталежелезобетонные пролетные строения мостов" М.Транспорт, 1981.

6.9. Местная устойчивость сжатой облицовки от выпучивания подлежит экспериментальной проверке.

7. РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

7.I. Сталежелезобетонные конструкции экономически нецелесообразно проектировать нетрещиностойкими.

7.2. /4.4/. Ширину раскрытия трещин $a_т$, нормальных к продольной оси элемента, следует определять по формуле:

$$a_т = K C_g \eta \frac{\sigma_a - \sigma_{нач}}{E_a} 7(4 - 100\mu)\sqrt{d} \qquad / I3 /$$

где K – коэффициент, принимаемый равным: для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов – I,
для центрально и внецентренно-растянутых элементов – I,2,
при многорядном расположении арматуры – I,2,

C_g – коэффициент, принимаемый равным при учёте постоянных и временных длительных нагрузках – I,3,

η – коэффициент, принимаемый равным: при стержневой арматуре периодического профиля – I,

σ_a – напряжения в растянутой арматуре, определяемой от нормативных нагрузок / n = I/ при $K_н$ = I без учёта сопротивления бетона растянутой зоны сечения.

Оно определяется:
для центрально-растянутых элементов $\sigma_a = \frac{N}{F_a + F_o}$ / I4 /
при внецентренном действии силы в изгибе

$$\sigma_a = \frac{N(e \pm z)}{F_a z}; \qquad \sigma_a = \frac{M}{F_a z} \qquad / I5 /$$

z – плечо внутренней пары сил, принимаемое по результатам расчёта сечения на прочность,

e – расстояние от центра тяжести площади сечения растянутой арматуры до точки приложения продольной

силы

При внецентренном растяжении с малыми эксцентриситетами для арматуры F_a и F_a' соответственно

$$\sigma_a = \frac{N e'}{F_a (h_0 - a')}; \quad \sigma_a' = \frac{N e}{F_a' (h_0 - a')} \qquad / 16 /$$

Величина раскрытия трещин определяется со стороны арматуры.

$\sigma_{нач}$ - начальное растягивающее напряжение в арматуре от набухания бетона, для конструкций, находящихся в воде $\sigma_{нач} = 200$ кг/см2; для конструкций, подверженных длительному высыханию, в том числе во время строительства $\sigma_{нач} = 0$

μ - коэффициент армирования сечения, принимаемый равным, но не более 0,02. $\mu = \frac{F_a}{b h_0}$

В сечение арматуры не включается сечение оболочки.

d - диаметр стержня арматуры, мм.

Определяемая расчётом ширина раскрытия трещин при отсутствии специальных защитных мероприятий должна быть не более величин, приведенных в табл. 2 /табл.15 СНиП П-56-77/.

Таблица 2.

№№ пп	Характеристика конструкций и условий их работы	Предельная ширина раскрытия трещин, $a_т$, мм
I.	Сталежелезобетонные конструкции, находящиеся постоянно под водой или на воздухе	0,3
2.	Конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня воды, не подверженные периодическому замораживанию и оттаиванию.	0,15
3.	То же, подверженные периодическому замораживанию и оттаиванию: при числе циклов в год не менее 50 то же, при числе циклов 50 и более	0,1 0,05
4.	Конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня морской воды	0,05

Примечания.

I. Приведенные в настоящей таблице предельные значения следует умножить на коэффициенты:

для сооружений I класса - I

для сооружений II класса - I,3

для сооружений III класса - I,6

для сооружений IУ класса - 2,0.

При диаметрах арматуры более 40 мм допускается предельное значение a_T увеличивать на 25%. При этом во всех случаях значения a_T должны приниматься не более 0,5 мм.

2. Приведенные в настоящей таблице значения принимаются с учётом применения арматуры классов А-II, А-III.

3. При бикарбонатной щелочности воды - среды, меньшей I $\frac{мг.экв.}{л}$ или суммарной концентрации ионов Cl' и SO_4'' большей I000 мг/л предельные значения a_T по позициям I-2 настоящей таблицы следует уменьшить в 2 раза. При среднегодовом значении бикарбонатной щелочности воды - среды, меньшей 0,25 мг.экв. необходимо проведение защитных мероприятий с учётом главы СНиП II-28-73 "Защита строительных конструкций от коррозии".

8. КОНСТРУИРОВАНИЕ

8.1. Стальную облицовку в сталежелезобетонных оболочках целесообразно выполнить из конструкционных сталей марок 09Г2, 09Г2С, 10ХСНД толщиной не более 36 мм. Минимальная толщина листовой стали принимается в зависимости от диаметра или габаритных размеров конструкции.

Следует стремиться проектировать стальные оболочки минимальной толщины из-за дефицитности листового металла и его более высокой стоимости, а также потому, что отсутствие катастрофического характера разрушения обеспечивается железобетонной частью и потому, что малое содержание арматуры в железобетонной оболочке приводит к большому раскрытию трещин.

Минимальная толщина стальной оболочки трубопровода по условиям необходимой жесткости при производстве работ и транспортировании и возведении всей конструкции должна быть согласно МУ 34-747-76[x/].

Диаметр трубопровода, см.	Толщина оболочки, мм
40-60	6
70-170	8
180-400	10
420-600	12
620-850	14
900-1000	16
1050-1100	18
1150-1200	20
1250-1350	22
1400	24

В сильно напряженных конструкциях, насыщенных арматурой, целесообразно увеличивать толщину стальной оболочки против минимальной, чтобы создать железобетонную оболочку, приемлемую по условиям размещения арматуры и производству работ.

---

x/ МУ 34 747-76 "Указание по проектированию стальных трубопроводов". Информэнерго, 1977 г.

Допустимо передавать на стальную оболочку до половины нормальной растягивающей силы.

8.2. Целесообразно максимально возможно концентрировать расчетное сечение арматуры в единице объема бетона с целью улучшения характера трещинообразования бетона, прямым образом влияющего на долговечность и коррозионную стойкость сталежелезобетонной конструкции.

8.3. Армирование железобетонной оболочки трубопроводов производится в кольцевом и продольном направлениях стержнями арматуры классов AIII и AII. Как правило, расчетное сечение кольцевой арматуры должно составлять не менее половины суммарного сечения стали.

Если на верхних участках турбинных водоводов внешние нагрузки могут быть полностью восприняты стальной облицовкой, независимо от этого в железобетонной оболочке требуется установка конструктивной арматуры 4⌀16 A-II в кольцевом и продольном направлениях, причем арматурный каркас желательно располагать вблизи внешней поверхности железобетонной оболочки.

8.4. В густоармированных конструкциях железобетонных оболочек напорных трубопроводов разрешается применение спаренных между собой в плоскости кольца стержней арматуры. Разрешается применение вместо отдельных замкнутых колец непрерывной спиральной арматуры.

Расстояние между стальной облицовкой и арматурными стержнями, а также между рядами арматуры, не лимитируется. Расстояние между рядами арматуры выбирается по технологическим условиям бетонирования, но не более 70 см в чистоте. Защитный слой от последнего ряда арматуры до внешней поверхности конструкции должен соответствовать диаметру арматуры, но не превышать 15см.

8.5. Арматура в направлении образующей /торовая/ располагается в один ряд с наружной стороны от рабочей. Сечение арматуры рекомендуется принимать равным примерно 40% от сечения ряда рабочей.

8.6. При конструировании разветвления трубопровода по второму типу (п.2.4.), целесообразно принимать положение его оси по прямой, делящей угол на две части обратно пропорционально диаметрам основного водовода и патрубка /при равных диаметрах - по биссектрисе/. Плоскости дисков разветвления следует распо-

лагать нормально его оси.

Сечение кольцевой арматуры обоймы каждого диска должно составлять более половины всего расчётного сечения металла.

В месте разветвления рекомендуется постановка пучка стержней, нормальных плоскости разветвления, для уменьшения деформации контура и, соответственно, трещинообразования. Суммарное сечение стержней может быть определено из условия восприятия проекции давления на плоскость, нормальную оси разветвления. Стержни должны располагаться в пределах большого диаметра и надежно анкероваться в бетоне обоймы / пакет АК-8, см.рис.17/.

Вертикальные поверхности дисков должны быть армированы сетками с шагом стержней 20-30 см при диаметре 16-20 мм А-П.

8.7. Контакт трубопровода с низовой гранью плотины рекомендуется выполнить с устройством ступенчатых штраб глубиной 15-20 см на грани плотины, обеспечивающих восприятие действующих касательных усилий.

Передачу растягивающих усилий, возникающих на участке колен трубопроводов, на основание рекомендуется производить путем установки арматуры в виде пакетов-выпусков, с которыми следует стыковать наружный ряд арматуры трубопровода.

8.8. В трубопроводах открытых и засыпанных, располагающихся на мягких грунтах, могут предусматриваться деформационные швы, компенсаторы и переходные участки / при расположении трубопровода на разных основаниях/.

Возможные конструкции деформационных швов приведены на рис. 18.

Компенсаторы и переходные участки трубопроводов, решаемые обычно в металле, имеют целью исключить отрицательное влияние на прочность возможных осадок опор и температурных деформаций, возникающих в трубопроводах и достигающих существенных величин.

8.9. Железобетонная конструкция спиральных камер армируется меридиональной кольцевой арматурой с центрами на пересечении вертикальной и горизонтальной осей сечения. В плане эту арматуру рекомендуется располагать по радиусам круга с центром на оси агрегата.

Меридиональную арматуру следует замыкать на статорные кольца путем приварки к фасонкам ребер статорных колец /рис.36/

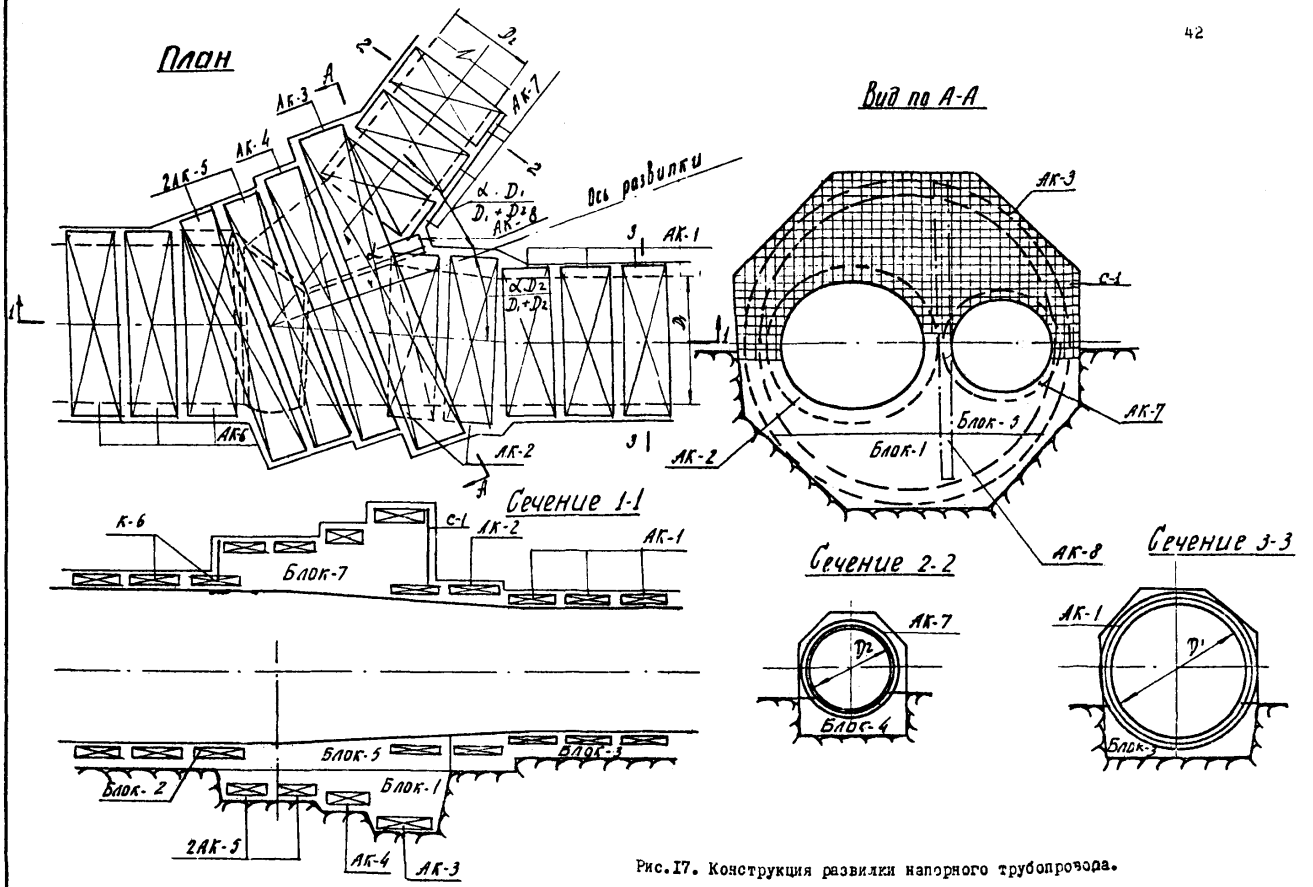


Рис.I7. Конструкция развилки напорного трубопровода.

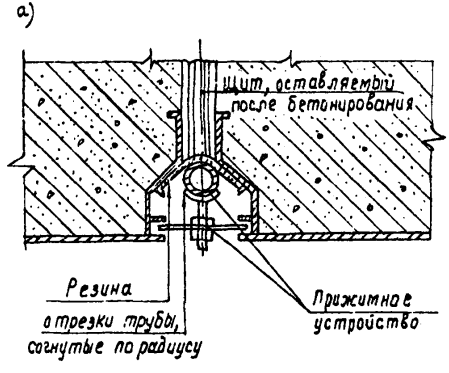
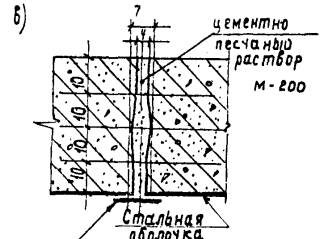
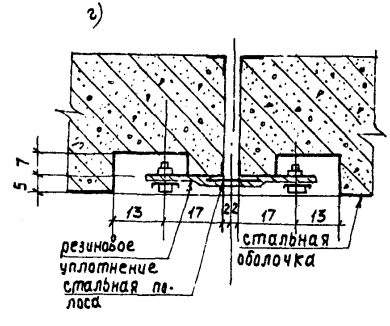


Рис.18. Возможная конструкция деформационных швов.



Возможный вариант стыка сборных звеньев трубопровода.



Возможная конструкция температурно-осадочного шва.

или путем перепуска с консольной арматурой, приваренной к фасонкам ребер статорных колец /рис.3а/.

Замыкание меридиональной арматуры на фасонки статорного кольца затрудняет монтаж /все меридиональные стержни имеют разную длину, выполняются штучными/.

Конструкция с перепуском консольной и меридиональной арматуры монтируется существенно проще и может выполняться в виде армоблоков.

Торовая арматура располагается по наружную сторону от рабочей меридиональной. Она может быть включена в арматурные каркасы, но может устанавливаться штучно.

Арматура шахты турбины выполняется в виде сетки. Вертикальные стержни привариваются к статорному кольцу.

Статорные кольца анкеруются арматурой шахты и меридиональной или консольной арматурой.

В конструкции без деформируемой прокладки для исключения образования трещин большого раскрытия по наружному периметру блока со сталежелезобетонной спиральной камерой необходимо устанавливать армосетки в два ряда с расстоянием между ними и стержнями арматуры в сетках в пределах 6-10 диаметров этих стержней /рис.3а/.

Такое армирование упорядочивает трещинообразование в бетоне блока.

При конструкции с деформируемой прокладкой должно быть предусмотрено армирование поверхности над прокладкой /рис.3б/, в соответствии с расчетом.

8.10. Для локализации давления воды при возможных аварийных протечках стальной оболочки спирали следует предусматривать систему дренажей и шпонок.

8.11. В облицованных конструкциях водосбросов некругового сечения оболочка должна быть включена в работу на прочность путем анкеровки в окружающий бетон. Анкеровка выполняется в углах и по длине элемента /рис.19./.

Приварка анкеров дуговой сваркой производится к ребрам облицовки, которые располагаются через 40-50 см. В углах могут быть предусмотрены дополнительные ребра с общим шагом не менее 20 см. К ребрам могут привариваться одиночные или парные анкеры.

К стальной оболочке приваривать анкеры диаметром более трех ее толщин не допускается и сама приварка не желательна из-за значительных деформаций листа при сварке.
Возможна приварка анкеров к стальной оболочке непосредственно с помощью специального оборудования ТЗ-I и на станке АДФ-200.

8.I2. Облицованные конструкции камер и туннелей некругового сечения рекомендуется монтировать в виде сталежелезобетонных плит /рис.I9/ для обеспечения плотного примыкания бетона к листовому металлу /изготовление производится на стенде/. В лотковой части такая конструкция обязательна, так как совместной работы бетона и листа достигнуть иным путем трудно и при больших скоростях потока могут произойти вырывы стальной оболочки. Анкеровка стальной оболочки должна производиться по расчётным усилиям в конструкции.

8.I3. Для контроля статической работы конструкции в эксплуатационный период проектом может быть предусмотрено оснащение ее соответствующим количеством измерительной аппаратуры /тензометрами, арматурными динамометрами, щелемерами, термометрами и пр./ в соответствии с задачами, поставленными перед натурными исследованиями.

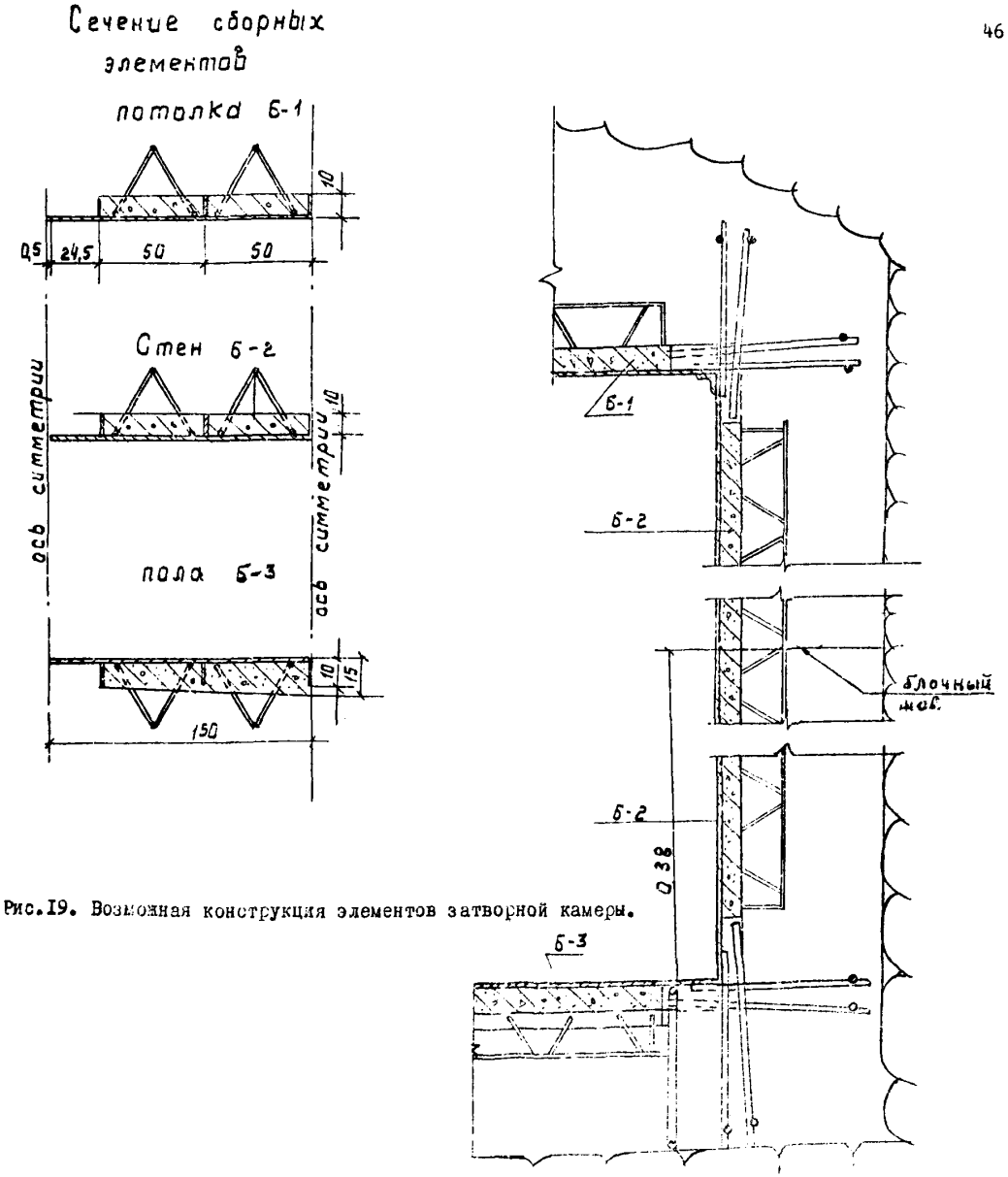


Рис.19. Возможная конструкция элементов затворной камеры.

9. ОСОБЕННОСТИ МОНТАЖА И БЕТОНИРОВАНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.

9.1. Производство монтажных и бетонных работ ничем не отличается от таковых для стальных и железобетонных конструкций.

9.2. Размеры монтажных единиц определяются предельными габаритами и грузоподъемностью кранового и транспортного оборудования.

Целесообразно объединять стальную облицовку с арматурным каркасом с целью обеспечения монтажной жесткости конструкции и исключения потери устойчивости облицовки в момент бетонирования.

9.3. Конструкция оболочки и арматуры, как правило, должны проходить укрупнительную сборку на строительстве.

9.4. Качество всех сварных швов I категории стальной оболочки должно проверяться по всей длине ультразвуком и в сомнительных случаях гаммографированием. Высокое качество и водонепроницаемость сварных швов и швов разъема статора должно быть обеспечено.

9.5. Для наиболее сложных конструкций, например, для спиральных камер или развилок, особенно для первых агрегатов, может быть поставлено требование испытания внутренним давлением стальной оболочки без обетонирования. Испытательное давление принимается в размере 20-30% расчётного. Операция производится для апробации качества заводских работ и сварки монтажных швов. При таком решении завод должен поставить заглушки и уточнить величину возможного испытательного давления.

9.6. В том случае, если толщина металла оказывается недостаточной для восприятия нагрузки от бетонной смеси, необходимо предусматривать постановку внутренних инвентарных раскрепляющих устройств или изменить разбивку блоков.

9.7. В открытом котловане или на плотине монтаж элементов трубопровода может осуществляться стреловыми кранами. В зависимости от их грузоподъемности монтажные единицы могут включать и не включать арматурный каркас или его часть. Наилучшим является установка стальной оболочки совместно со всем армиро-

ванием.

После завершения монтажа трубопровода или части его производится бетонирование в переставной, передвижной или подвижной опалубке.

9.8. При расположении трубопровода в породе следует в монтажный элемент объединять стальную оболочку и всю арматуру. В этом случае необходимо добиваться максимальной длины и веса элемента. Сборка монтажных элементов производится в монтажной камере или на монтажной площадке, которые, обычно, оснащаются мостовыми кранами.

Подача собранного элемента к месту установки производится по рельсам с помощью лебедки. Доставленная на место конструкция приводится в проектное положение с помощью домкратов, фиксируется, производится бетонирование затрубного пространства.

9.9. После укрупнительной сборки стальной оболочки спиральные камеры сооружаются, как правило в следующем порядке.

Монтируется и сваривается стальная оболочка. Если предусмотрено проектом, на ней устанавливается измерительная аппаратура. Если предусмотрено проектом, то производится испытание внутренним гидростатическим давлением с целью проверки плотности сварных швов. Величина испытательного давления устанавливается заводом.

Устанавливается и сваривается арматура усиления спирали и арматура блока, устанавливаются все закладные части, дренажные устройства, шпонки. Если предусмотрено проектом, устанавливаются динамометры на арматуре. Блок тщательно очищается от строительного мусора. Производится бетонирование блоков в установленном проектом порядке.

9.10. Бетонирование тонких, густо армированных сталежелезобетонных конструкций следует производить литым бетоном с целью обеспечить надежное качество укладки бетона без вибрирования. Необходимо применение литого бетона при выполнении обделок в породе, спиральных камер в нижней их части и сильно наклонных или вертикальных трубопроводов. Литой бетон следует проектировать в соответствии с "Руководством по применению литого бетона с добавкой кремнегеля на объектах энергетического

строительства". Оргэнергострой, 1982 г. могут быть использованы и другие эффективные пластифицирующие добавки.
Затворы с наружной облицовкой рекомендуется выполнять вибромагнетательным способом раздельного бетонирования.*

9.11. Присутствие рабочих в блоке при бетонировании сильно наклонных или вертикальных трубопроводов по соображениям техники безопасности должно быть исключено.

9.12. Высота блока бетонирования определяется требованиями производства работ /СНиП III-15-76 и СНиП III-45-76/ и конструктивными соображениями. Высота блока бетонирования должна быть не менее 1,0 и не более 5,0 м. Должна быть проверена достаточность прочности и жесткости стальной оболочки и опалубки на действие нагрузки бетоном.

---

* См. П.В. Проценко. Вибромагнетательный способ раздельного бетонирования". М., Стройиздат, 1978, 66 с.

Приложение I.

МАТЕРИАЛЫ, РЕКОМЕНДУЕМЫЕ К ПРИМЕНЕНИЮ В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ.

I. Листовая сталь для конструкции должна выбираться наиболее освоенная, мягкая, с хорошо выраженной площадкой текучести, надежно сваривающаяся.

2. В таблице I приведены основные показатели листовой стали из прил. I СНиП II-23-81. Исключены данные о сталях, которые не применяются в сталежелезобетонных конструкциях.

Применение других видов стали, кроме приведенных, должно быть обосновано.

В проекте необходимо указывать категорию стали в зависимости от климатических условий.

3. При выполнении проекта на первоначальных стадиях, объемы работ рассчитывают в предположении применения сталей с менее эффективными показателями, в рабочих чертежах в точном соответствии с рабочими чертежами стальной оболочки.

4. Рабочая арматура должна выполняться из стали класса А-II или А-III периодического профиля. Преимущество следует отдавать стали класса А-III в том случае, если удовлетворяется требование по величине раскрытия трещин и требования по конструированию, так как арматура класса А-III выпускается диаметром не более 40 мм, который часто оказывается недостаточным.

Основные расчетные показатели листовой стали, применяемой в сталежелезобетонных конструкциях.

Таблица I

Марка стали	ГОСТ или ТУ ГОСТ или ТУ	Толщина листового проката, мм	Расчетные сопротивления кг/см2		Категория стали при расчетной температуре, С.		
			по пределу текучести	по временному сопр.	$t \geq -40^{\circ}$	$-40^{\circ} > t \geq -65^{\circ}$	$t < -65^{\circ}$
ВСт3Гпс5	ГОСТ380-71	4-20	2300	3550	5	-	-
ВСт3сп5		21-40	2200	3550			
18Гпс	ГОСТ23570-79	4-20	2350	3650	+	-	-
		21-30	2250	3650			
		31-40	2350	3950			
09Г2	ТУ14-1-3023-80	4-10	3100	4500	12	-	-
гр1		11-20	3050	4400			
гр2		4-10	3400	4700			
		11-20	3300	4600			
09Г2	ГОСТ19282-73	4-20	2950	4300	12	-	-
		21-32	2850	4300			
09Г2С	ТУ14-1-3023-80	4-10	3400	4900	12	13	15
гр1		11-20	3200	4700			
гр2		4-10	3600	5100			
		11-20	3400	4900			
09Г2С-	ГОСТ19282-73	4-9	3350	4750	12	13	15
		10-20	3150	4600			
		21-32	2950	4500			
		33-60	2750	4400			

10ХСНД	ГОСТ19282-73	4-32	4600	4900	I2	I3	I5
		33-40	3600	4750			

Примечания: I. Знак "+" означает, что категорию стали и требования к ней указывать в проекте не следует;
знак "-" означает, что данную марку стали при указанной расчетной температуре применять не следует.
2. Значения расчетных сопротивлений, принимаемых по временному сопротивлению следует делить на - 1,3 в соответствии с разделом 4 СНиП II-23-81.

Нерасчётная арматура для уменьшения величины раскрытия трещин должна приниматься периодического профиля из стали класса А-II.

Расчётные показатели сталей в соответствии с изменениями, утвержденными решением Госстроя СССР № 283 от 31 декабря 1981 г. к главам СНиП II-56-77, а также модуль их упругости приведены в таблице 2.

Таблица 2.

Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению и расчётные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{a,n}$ кгс/см2	Расчётные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см2: продольной поперечной /хомутов и отогнутых стержней/ при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	Расчётные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см2: поперечной /хомутов и отогнутых стержней/ при расчёте наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a.x}$	Расчётные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см2: сжатию R_{ac}	Модуль упругости арматуры, E_a кгс/см2
Стержневая арматура класса:					
А-I	2400	2300	1800	2300	2100000

I	2	3	4	5	6
А-П	3000	2850	2200	2850	
А-Ш диаметрами:					
6-8 мм	4000	3600	2900[x/]	3600	2000000
10-40 мм	4000	3750	3000[x/]	3750	
А-IУ	6000	5000	4000	4000	1900000
А-У	8000	6400	5100	4000	

Примечание.

1. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном, значение R_{ac} принимается равным нулю.
2. Арматурную сталь класса А-IУ и А-У допускается применять только для предварительно напряженных конструкций.

x/ В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-Ш, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значение R_{ax} принимается при диаметре хомутов: 6-8 мм - 2500 кгс/см2, 10-40 мм - 2600 кгс/см2.

5. Бетон в сталежелезобетонных конструкциях должен применяться марки не ниже 200, требования морозостойкости должны соответствовать условиям его работы. Насыщенность сталежелезобетона арматурой весьма велика и потому бетон следует применять пластичной консистенции, а в некоторых случаях-литой с тем, чтобы качество укладки было надежно обеспечено без применения вибраторов. В том случае, если бетон литой консистенции не будет иметь необходимой морозостойкости могут быть применены защитные окраски эпоксидными или другими водоотталкивающими эластичными пленкообразующими составами. Расчётные показатели бетона приведены в таблице 3.

Таблица 3

Проектная марка бетона	Расчетные сопротивления, кгс/см2: сжатие осевое $R_{пр}$	растяжение осевое $R_р$	Начальные модули упругости $E_б$ кг/см2
М 200	90	7,5	240000
М 250	110	8,8	265000
М 300	135	10	290000
М 350	155	11	310000

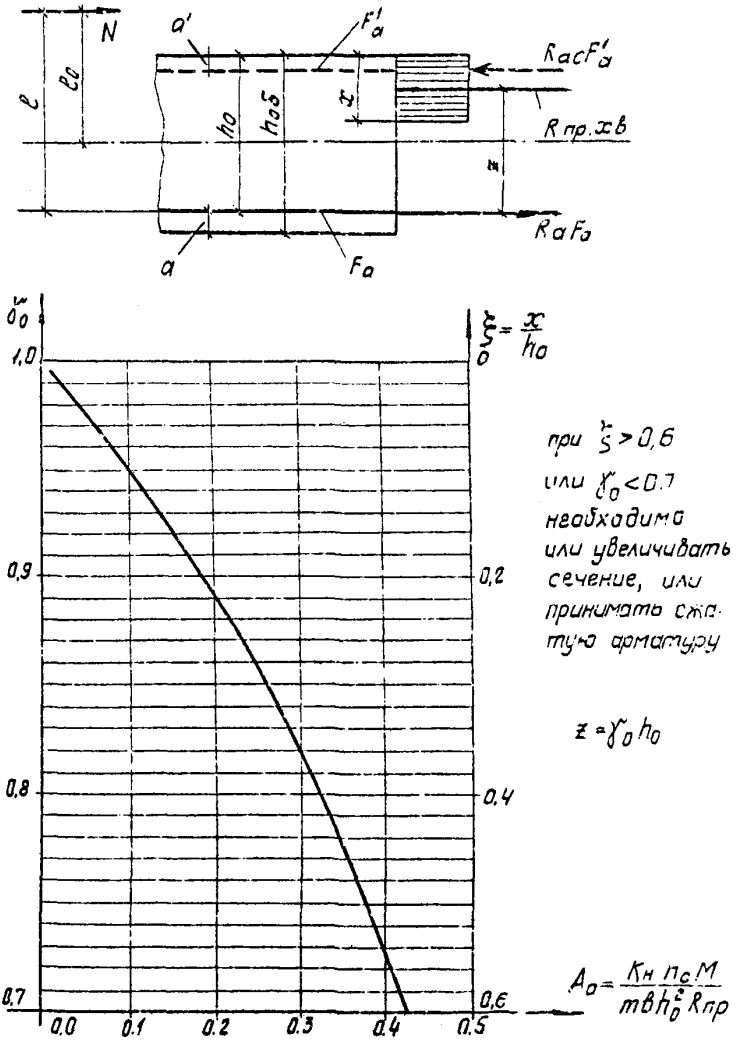


Рис.I. График для определения плеча внутренней пары сил железобетонного сечения.

Приложение 2.

РАСЧЕТ С УЧЁТОМ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

1. Температурно-влажностные воздействия относятся к особым нагрузкам в соответствии с п. 3.10 СНиП П-50-74.

2. Арматуру, воспринимающую температурные и усадочные усилия, допускается предусматривать согласно п.5.9. СНиП П-56-7 только в тех случаях, когда другие конструктивные решения и технологические мероприятия не обеспечивают несущей способности или требуемой по условиям эксплуатации монолитности сооружения.

3. Напорные стележелезобетонные конструкции проектируются нетрещиностойкими и потому расчёт их должен производиться с учётом трещинообразования на совместное действие основного сочетания нагрузок и изменения температуры.

4. Расчёт обделок туннелей на температурные воздействия следует производить при расчётной разности температур более 30°C / см п.8.17 СНиП 238-73/. Практически расчёт производится лишь в особых случаях с учётом снижения усилий за счёт набухания бетона и пр.

5. Расчёт армирования спиральных камер на изменение температур допускается не производить потому, что анализ напряжений в арматуре натуры спиральной камеры Нурекской ГЭС показал, что изменение напряжений от изменения температуры в строительный период составило $\pm$ 100 кгс/см2, в период эксплуатации $\pm$ 50кг/см^2

6. Расчет напорных трубопроводов в кольцевом направлении допускается производить в следующем порядке:

а/ Рассчитывается и конструируется сечение трубопровода /стальная часть и железобетонное кольцо/ на действие основных нагрузок /внутреннего давления и др./

б/ Определяется наибольший температурный перепад.

Для зимы за наружную принимается температура наиболее холодной пятидневки, для лета - среднемаксимальная. Соответствующая им температура воды, протекающей по трубопроводу, принимается по расчетам или аналогам.

в/ Рассчитывается наибольший изгибающий момент в предположении изменения температуры в пределах сечения по прямой и учёта жесткости сечения металла

В формуле: $M_{at} = \frac{\alpha \Delta t E_a J_a}{h \psi_{aq}}$

α = 0,00001 - коэффициент линейного расширения

Δt - расчётный температурный перепад, град.

$E_a J_a$ - жесткость сечения металла при наличии трещин, кгс/см2хсм4.

h - толщина сталежелезобетонной оболочки,см.

ψ_{aq} - коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона, принимается по СНиП П-56-77 прил.2, график I.

г/ Определяются суммарные усилия с учётом усилий от основных воздействий и Мат, определяется сечение арматуры с учетом n_c = 0,9 . Оно должно быть меньше или равно поставленному.

7. Расчёт трубопроводов в направлении образующей не отличается от такового для железобетонных трубопроводов.

Приложение 3

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример № I

Запроектировать развилку турбинного водовода применительно к условиям гидроузла Саманалавева /рис.I/.

Развилка трубопровода D_2 = 2,6 м на два диаметром d_1=I,6м.
Сооружение II класса Кн = I,2.
Статический напор P_c = 350 тс/м2.
Напор с учётом гидравлического удара $P_{гу}$ = 455 тс/м2
Оболочка из стали 09Т2 R = 2950 кгс/см2
Арматура из стали А-II, R_a = 3750 кгс/см2
m_a = 0,8 x I,15 = 0,92
Расчет трубопровода D_1 = 2,80 м ; δ = I,6 см.

$$K_н n_c P_{гу} \gamma_в \ell \leq m_a (F_o R + F_a R_a);$$

$K_н n_c P_{гу} \gamma_в \ell$=1,2.I.455.I,3 = 712 тс/м

$$F_a = \frac{712 \cdot 0{,}92 \cdot 1{,}6 \cdot 100 \cdot 2{,}95}{0{,}92 \cdot 3{,}75} = 80 \text{ см2/м.}$$

Принимаем I0 ф 32 А-III = 80,43 см2/м
Расчет трубопровода d_1 = I,6 м, δ_2 = I,0 см.

$K_н n_c P_{гу} \gamma_в \ell$ I,2.I.455.0,8 = 440 тс/м

$$F_a = \frac{440 \cdot 0{,}92 \cdot I \cdot 100 \cdot 2{,}95}{0{,}92 \cdot 3{,}75} = \frac{168}{3{,}45} = 48{,}6 \text{ см2/м.}$$

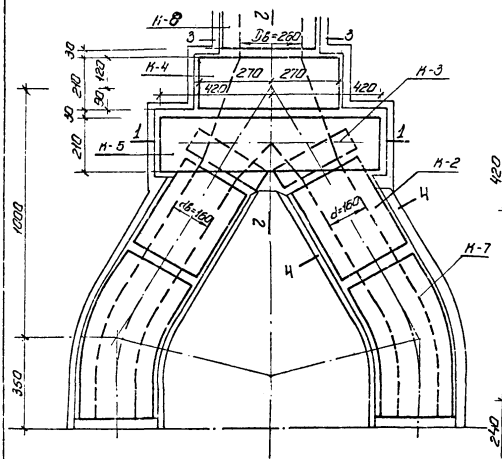
Расчёт развилки производится в предположении, что она состоит из двух дисков. Толщина оболочки δ = 2,0 см,
D_1 = 4,0 м.

$K_н n_c P_{гу} \gamma_в \ell$ = I,2.I.455.2 = I070 тс/м

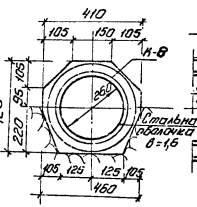
$$F_a = \frac{1070 \cdot 0{,}92 \cdot 2{,}0 \cdot 100 \cdot 2{,}95}{0{,}92 \cdot 3{,}75} = 154 \text{ см2/м}$$

План развилки

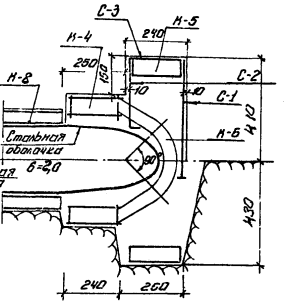
м 1:100



Сечение 3-3

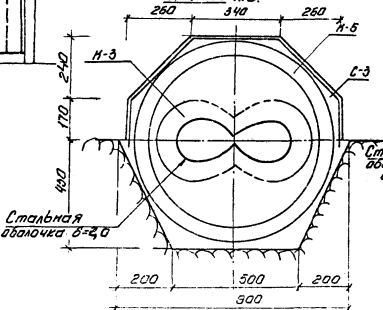


Сечение 2-2



Сечение 1-1

м 1:100 н.в.



Сечение 4-4

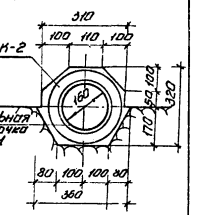
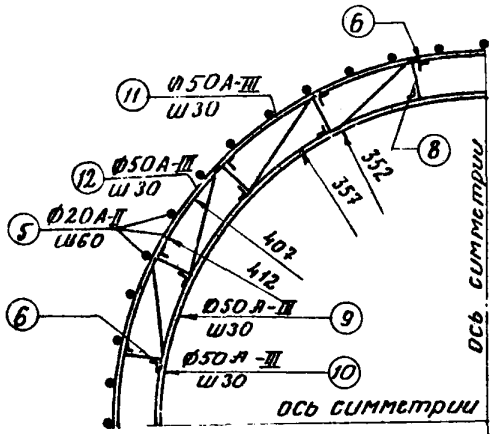
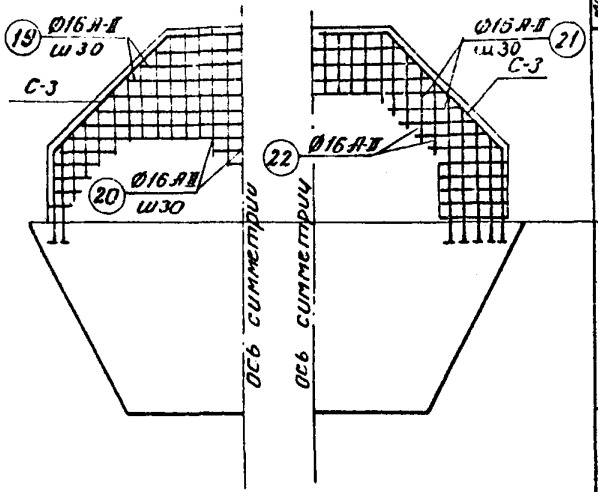


Рис.1. Конструкция развилки.

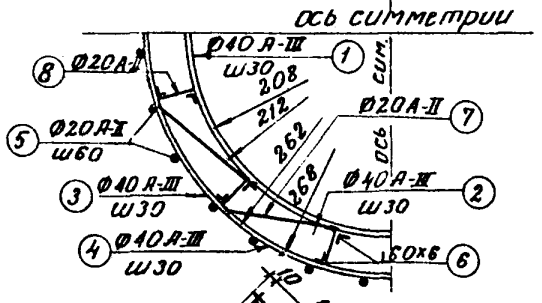
Каркас К-5
масштаб 1:20



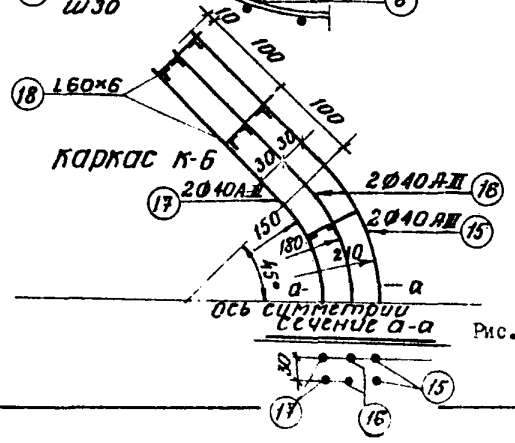
Сетка С-1 Сетка С-2
масштаб 1:100



Каркас К-4



Каркас К-6



Выборка арматуры на развилку

Ø мм	марка	длина м	Вес кгс 1пм	Вес кгс всего
40	А-III	680	9,865	6700
50	А-II	768	15,41	11850
20	А-II	286	2,466	706
16	А-II	367	1,578	580
L 60×6	Ст-3	148	5,42	802
				20638

Спецификация арматуры на развилку

Марка эскиза	Позиция	эскиз	Ø, мм марка по стали	длина см	получ.	общая длина м
К-4	1	z=208	40 А-III	1306	8	404
	2	z=212	40 А-III	1331	8	107
	3	z=262	40 А-III	1645	8	131
	4	z=266	40 А-III	1670	8	134
	5	220	20 А-II	220	28	62
	6	220	L60×6 С-3	220	24	53
	7	8 140 8	20 А-II	156	2×8	25
	8	50	20 А-II	50	2×12	12
К-5	9	z=352	50 А-II	2210	8	177
	10	z=357	50 А-II	2240	8	179
	11	z=407	50 А-II	2570	8	206
	12	z=412	50 А-II	2580	8	206
	5		20 А-II	220	54	119
	6		L60×6 Ст-3	220	40	88
	8		20 А-II	50	40	20
	14	8 133 8	20 А-II	149	32	48
К-6	15	z=210 200	40 А-III	730	2	15
	16	z=180 200 141	40 А-III	682	2	14
	17	z=150 200 113	40 А-III	636	2	13
	18	46	L60×6	40	18	7
С-1	19	20 300-200 20	Ø16 А-II	Сср 5-90	12	71
	20	20 220-300 20	Ø16 А-II	Сср 300	27	81
С-2	21	20 110-600 20	Ø16 А-II	Сср 395	14	55
	22	20 130-330 20	Ø16 А-II	Сср 270	27	73
С-3	23	110 220 20	Ø16 А-II	240	ш60 20	48
	24	45° 330 15 ось сим.	Ø16 А-II	1290	3	39

Рис.2. Конструкция армирования развилки.

Принимаем I3,3ф40 А-Ш = 167 см2/м

D_2 = 5,0 м. δ = 2,0 см

$K_н n_c N$ = I,2.I.445.2,5 = I370 тс/м

$$F_a = \frac{1330-540}{0,92.2,95} = \frac{750}{2,72} = 274 \text{ см2/м}$$

Принимаем I3,3Ф 50 А-II = 264 см2/м

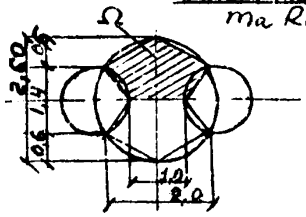
Сечение арматуры каркаса К-6 определяется из расчёта на восприятие равнодействующей проекции давления на плоскость, нормальную к оси развилки и составляет примерно

$$\Omega = \frac{I,0+2,0}{2}.0,7 + \frac{2,0.0,6}{2} = I,65 м^2.$$

$$K_н n_c N = I,2.I\ I,65.455 = 905 тс.$$

$$\frac{K_н n_c N - m_a R_a F_a}{m_a R_a} = \frac{905-0,92.2,95.2,0.100.I,4I}{0,92.3,75} =$$

$$= 42,5 см^2.$$



Принимаем 6Ф40 А-III=75,4 $см^2$.
/см. рис.2/

Пример № 2.

Запроектировать спиральную камеру применительно к условиям Рогунской ГЭС. Сооружение I класса. Кн = I,25.
Внутренний максимальный диаметр D_i = 5,70 м, Z_c = 2,85 м. /см.рис. 3/.
Максимальный статический напор - 310 м.
Гидродинамический напор максим. - 400 м.
Расчётный напор - 227 м.

Основное сочетание нагрузок n_c = I, m_a = I,15.0,8=0,92
При учете максимального гидродинамического напора = 0,90.
Стальная оболочка из стали 09Г2 R = 2,85 тс/см2, δ = 30 мм.
Арматура из стали А-III R_a = 3,75 тс/см2. Бетон марки 250.
Сечение 1. P_i = 400 тс/м2, n_c = 0,90 F_o =3x100см2,
Z_i = 2,85 м /см.рис.1/

$$F_a = \frac{K_H n_c P_i Z_i b - m_a F_o R}{m_a R_a} = \frac{1,25.0,90.400.2,85.1-0,92.0,92.3,75.300.2,85}{3,45} = \frac{1230-782}{3,45}$$

F_a=I45см2/м;

4x3,33 = I3,3 ф 40 А-III = I68 см2

Проверка сечения у статора

$a = \frac{11,99}{2}$ = 6,0 м, C = 8,66 м

$$N_a = P_i Z_i \frac{a+c}{2a} = 400 \cdot 2,85 \cdot \frac{6+8,66}{2 \cdot 6} = 1390 \text{ тс/м}$$

В сечении у статора работает консольная арматура, ребра и оболочка. Шаг ребер 40 см, арматура 2ф60 А-II на ребро.
5ф60 А-II на 1 п.м. = I4I,3 см2
Оболочка δ = 3 F =300 см2
Ребра $\frac{3x40}{0,6}$ F = 300 см2
741,3 см2 > 600 см2

$$F_o + F_a = \frac{K_H n_c N_c}{m_a R} = \frac{1,25.0,90.1390}{0,92.2,85} = 600 \text{см2}$$

$R = R_a = 2{,}85$ тс/см2

Проверка сечения металла на горизонтальном диаметре

$Z = 11{,}51 + 0{,}33 = 11{,}84$ м $\text{шаг} = \frac{30 \cdot 11{,}84}{8{,}66} = 41$ см

$F_a = \frac{168.30}{41} = 123$ см2/м $>$ 98 см2/м

$N_a = P Z_1 \frac{a+c}{2a}$; $N_a = \frac{400.2{,}85(11{,}51+8{,}66)}{2.11{,}51} = 1000$тс

$$F_a = \frac{K_н n_c N_a - m_a F_a R}{m_a R_a} = \frac{1{,}25.0{,}90.1000 - 0{,}92.3.100.2{,}85}{0{,}92.3{,}75}$$

$= 98$ см2/м

Сечение 7.

P=400 тс/м2, $n_c = 0{,}90$, $F_б = 2{,}6.100$см2, $Z = 2{,}39$м.

$$F_a = \frac{K_н n_c N - m_a F_б R}{m_a R_a} = \frac{1{,}25.0{,}90.400.2{,}39 - 0{,}92.260.2{,}85}{0{,}92.3{,}75} =$$

$= 117$ см2/м

10 ф 40 А-III $= 125{,}7$ см2/м

Проверка консольной арматуры. Шаг ребер 40 см. 2ф 60 мм на ребро. $F_a =$ 141,3 см2/м

Оболочка $\delta = 2{,}6$ см $F_б = 260$ см2/м

Ребра $\frac{3 \times 40}{0{,}4}$ $\frac{300 \text{ см2/м}}{701{,}3 \text{см2/м}}$ $>$ 485 см2/м

$a = 6{,}0$ м, $C = 10{,}55 - 2{,}39 = 8{,}16$

$N_c = P_1 Z_1 \frac{a+c}{2a} = 400 \cdot 2{,}39 \frac{6+8{,}16}{2{,}6} = 1130$ тс/м

$$F_б + F_a = \frac{1{,}25 \cdot 0{,}90 \cdot 1130}{0{,}92 \cdot 2{,}85} = 485 \text{ см2}$$

Проверка достаточности сечения на горизонтальном диаметре

$Z = 10{,}54 + 0{,}33 = 10{,}87$ м.

Шаг $\frac{30 \cdot 10{,}86}{8{,}16} = 40$ см, $F_a = \frac{125{,}7 \cdot 30}{40} = 94$ см2/м

$$N_c = 400 \cdot 2{,}39 \cdot \frac{10{,}87 + 8{,}16}{2 \cdot 10{,}87} = 840 \text{ тс/м}$$

$$F_a = \frac{1{,}25 \cdot 0{,}90 \cdot 840 - 0{,}92 \cdot 260 \cdot 2{,}85}{0{,}92 \cdot 3{,}75} = 76 < 94$$

Сечение I3.

$R_c = 400$ тс/м2 ; $m_c = 0{,}90$; $F_o = 2 \times 100$ см2
$Z_c = 1{,}85$ м.

$$F_a = \frac{1{,}25 \cdot 0{,}90 \cdot 400 \cdot 1{,}85 \cdot 1 - 0{,}92 \cdot 200 \cdot 2{,}85}{0{,}92 \cdot 3{,}75} = 91 \text{см2/м}$$

I0 ф 36 A-III = I0I,8 см2/м

Проверка сечения консольной арматуры.
Шаг ребер 40 см 2 ф 60 A-II на I п.м. 5ф60 A-II = I4I,4см2/м
Оболочка 200 см2
Ребра 300 см2
641,4 см2/м > 354 см2/м

$$N_a = 400 \cdot 1{,}85 \frac{6 + 7{,}55}{2.6{,}0} = 830 \text{ т}$$

$$F_a = \frac{1{,}25 \cdot 0{,}90 \cdot 830}{0{,}92 \cdot 2{,}85} = 354 \text{ см } 2$$

C = 9,40 - I,85 = 7,55 м.

Проверка сечения на горизонтальном диаметре.

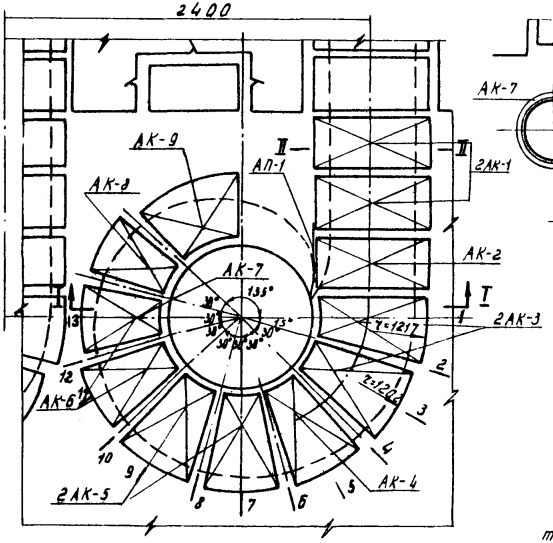
Z = 9,40 + 0,33 = 9,73 м. Шаг $\frac{30 \cdot 9{,}73}{7{,}55} = 38{,}8$ см.

$$F_a = \frac{I0I{,}8 \cdot 30}{38{,}8} = 79{,}0 \text{ см2/м} > 62{,}0 \text{ см2/м}$$

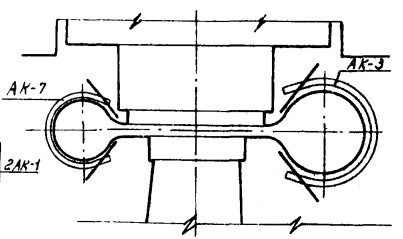
$$F_a = (1{,}25 \cdot 0{,}90 \cdot 400 \cdot 1{,}85 \frac{9{,}73 + 7{,}55}{2 \cdot 9{,}73} - 0{,}92 \cdot 200 \cdot 2{,}85) \frac{1}{0{,}92 \cdot 3{,}75} = 62{,}0 \text{ см2/м.}$$

Фрагменты конструкции приведены на рисунке 3.

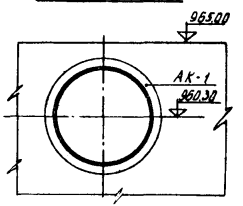
План размещения армоконструкций
М. 1:200



Сечение I-I



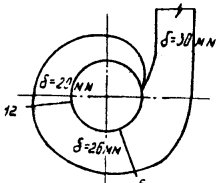
Сечение II-II



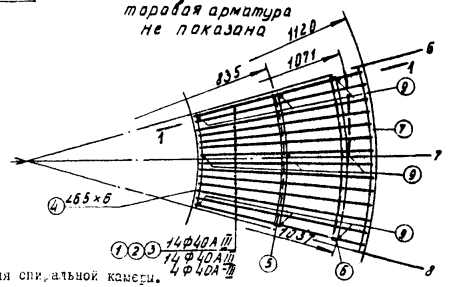
Спецификация арматуры на АК-5

Марка	Позиция	Эскиз	Ø мм, марка стали	Длина см	Кол-во	Общая длина м
АК-5	1	120 150 1033 z=290	40 A-III	1333	14	186,6
	2	120 150 1010 z=286	40 A-III	1278	14	179,0
	3	120 150 1007 z=256	40 A-III	1307	14	183,0
	4	315 z=600	∠65×6 Ст.3	315	4	12,6
	5	437 z=435	"	437	4	17,35
	6	535 z=1025	"	535	4	21,4
	7	387 535 1013 1113 z=525	"	576	2	11,50
	8	384-525 z=07700 до 1119	Ø20 A-II	475	36	171,5
	9	100	Ø20 A-II	115	15	17,3
	Вес АК-5					5,3 т

План
толщина стальной оболочки



АК-5
торовая арматура не показана



По 1-1

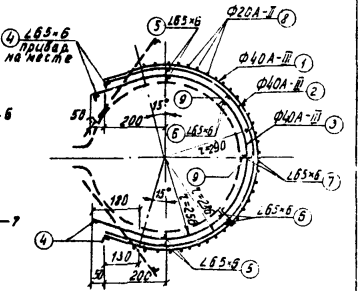


Рис. 3. Конструкция спиральной камеры.

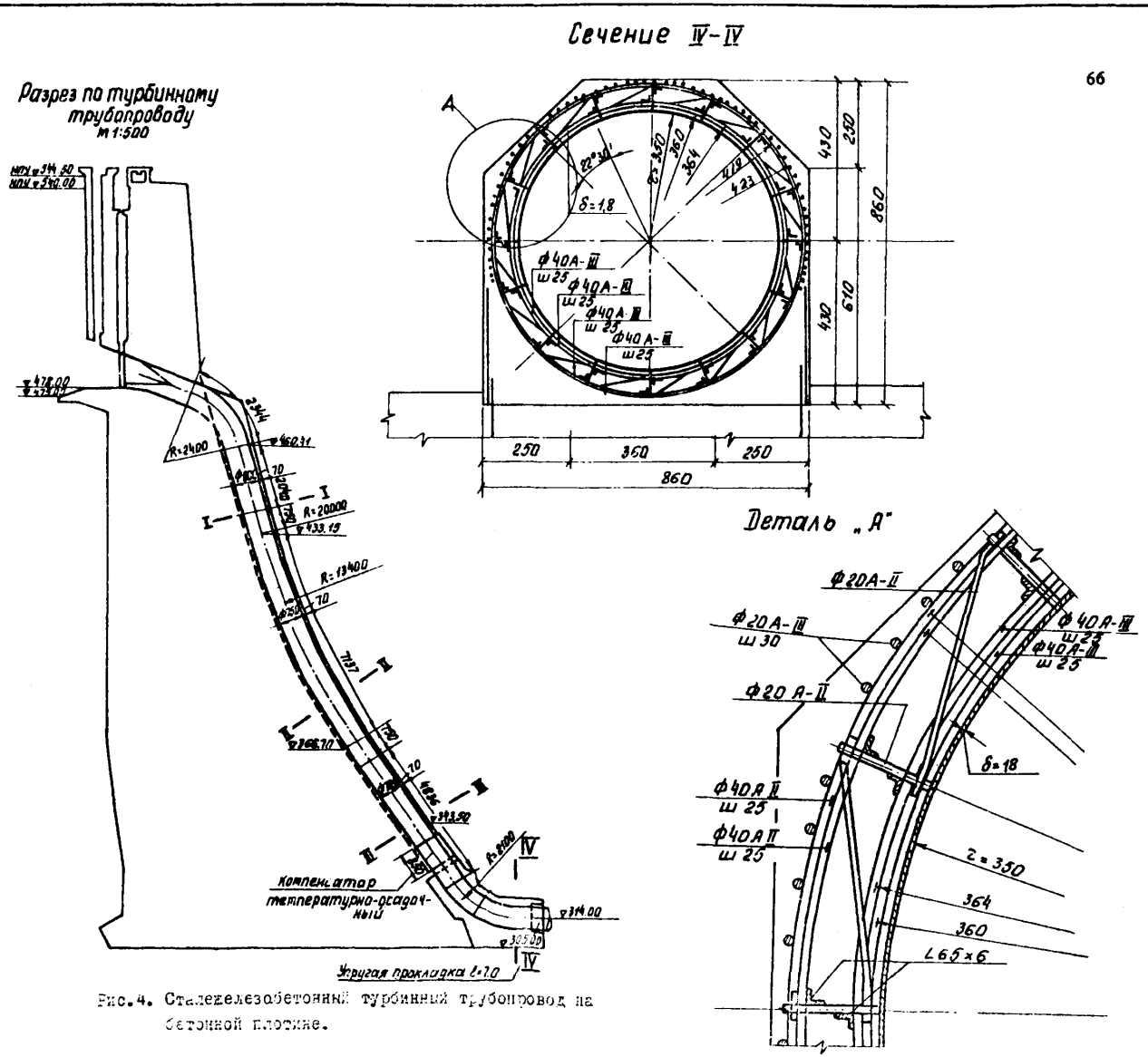


Рис.4. Сталежелезобетонный турбинный трубопровод на бетонной плотине.

Пример № 3.

Запроектировать турбинный водовод применительно к условиям Саяно-Шушенской ГЭС (рис.4). Сооружение I класса.
Внутренний диаметр $D_в$ = 8,0 - 7,0 м.
Максимальное внутреннее давление $P_в$ = 276 тс/м2.
Основное сочетание нагрузок m_a = 0,92
Стальная оболочка из стали 09Г2 R = 2950 кгс/см2
Арматура А-III R_a = 3750 кгс/см2, бетон марки 250
$k_н$ = 1,25, η_c = 1.

Сечение I-I.

$D_в$ = 8,0 м, толщина оболочки δ = 14 мм, Рв = 115,3 тс/м2

$$F_a = \frac{k_н \eta_c N - m_a F_o R}{m_a R_a}; \quad N = P_в r_в \beta = 115,3 \cdot 4 \cdot 1 = 462 \text{ тс/м}$$

$$F_a = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 462 - 0,92 \cdot 1,4 \cdot 100 \cdot 2,95}{0,92 \cdot 3,75} = 57,2 \text{ см2/м}$$

Принимаем 6,67 ф 32 А-III = 69,6 см2/м , шаг 30см 2 ф 32

Сечение II-II.

$D_в$ = 7,5 м, δ = 14 мм, Рв=197,3 тс/м2

N = 197,3 . 3,75 = 740 тс/м;

$$F_a = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 740 - 0,92 \cdot 1,4 \cdot 100 \cdot 2,95}{0,92 \cdot 3,75} = 158 \text{ см2/м}$$

Принимаем 13,3 ф 40 А-III = 167 см2/м

Сечение III-III.

$D_в$ = 7,0 м, δ = 16 мм Рв = 252,5 тс/м2

N = 252,5 . 3,51 = 785 тс/м.

$$F_a = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 785 - 0,92 \cdot 1,6 \cdot 100 \cdot 2,95}{0,92 \cdot 3,75} = 160 \text{ см2/м}$$

Принимаем 13,3 ф 40 А-III = 167 см2/м

Сечение IУ – IУ. /колено и нижний участок/.

D = 7,0 м, δ = 18 мм, Рв = 226+41,5 = 267,5 тс/м2
N = 267,5 . 3,5.1 = 93,5 тс/м.

$$F_a = \frac{1{,}25 \cdot 1 \cdot 935 - 0{,}92 \cdot 1{,}8 \cdot 100 \cdot 2{,}95}{0{,}92 \cdot 3{,}75} = 200 \text{ см2/м}$$

Принимаем 16 ф 40 А-III = 201 см2/м.

В нижнем колене расчётной анкеровки не требуется, так как оно прижимается давлением воды к основанию.

Для сопоставления приводится расчёт для сечения IУ-IУ с учётом собственного веса трубопровода / h = 0,3 м, = 2,5 тс/м3, коэффициент перегрузки n = 1,2 / и изменения давления воды в пределах сечения. Расчёт выполнен по программе ТК 1А
Опирание принято на дуге сектора 90°.
Расчёт произведен по среднему радиусу r = 3,90 м при
K_{I-9} = 10 тс/м3 / Ко = 0,001 кгс/см3/.

$$K_{10-13} = \frac{200000 \cdot 10 \cdot 10}{390} = 510000 \text{ тс/м3}.$$

Расчет произведен с учётом жесткости металла из-за образования трещин ψ_a = 1.

Еоб = 2,1 . 10^7 / тс м2, F_a = 0,0400м3/м; J_a = 0,0037 м4.

Результаты расчёта приведены на рис. 5.

Расчёт по среднему диаметру дает завышенное значение величины нормальных сил. Значение их следует принимать с поправочным коэффициентом $\frac{r_i}{r}$ = 0,92. Эти величины указаны в скобках.

Рассмотрение контрольного расчёта показывает, что во всех сечениях имеет место растяжение центрального и максимальный эксцентриситет составляет 0,023 см, что можно и не учитывать. Следовательно выполнение расчёта по котельной формуле нужно считать допустимым.

Сечение IV - IV

Расчет по программе ТК1Я

Нагрузки:
собственный вес $\gamma_{об} h_{об}$
гидростатическое давление
с учетом его изменения по
высоте. $P_в$ в шлюзе $= 276\ тс/м^2$
$z = 3,90$ м; $h_{об} = 0,8$ м; $\frac{z_в}{z} = 0,92$

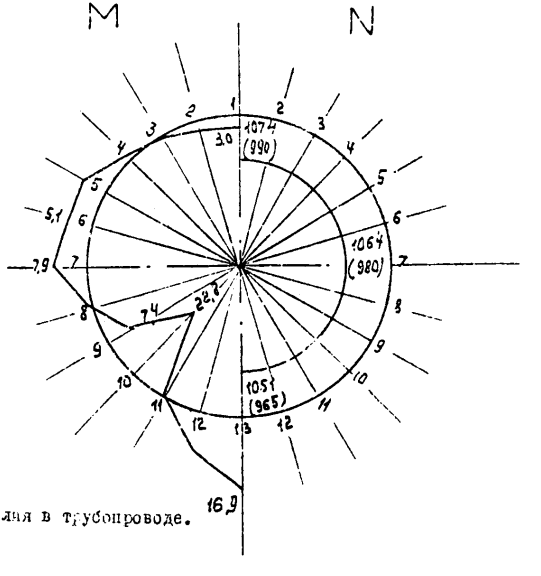


Рис.5. Усилия в трубопроводе.

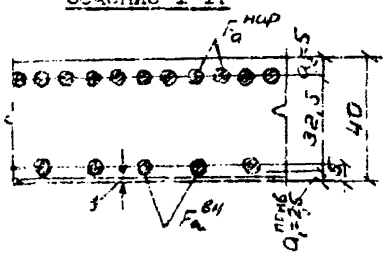
Пример 4. (Выполнен ГТО № 2).

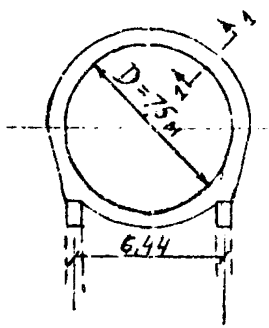
Напорный сталежелезобетонный трубопровод Загорской ГАЭС.

Расчет поперёк потока секции С-18.

Внутренний диаметр трубопровода 7,5 м. Толщина стенки - 40 см.

Сечение I-I.





Класс сооружения I

$K_н$ = 1,25

Особое сочетание нагрузок

n_c = 0,9

Арматура класса А-III

R_a = 3600 кгс/см2

m_{a2} = 1,15/более 10 стержней в сечении/

m_{a3} = 0,8

$m_a = m_{a2} \cdot m_{a3}$ = 1,15 x 0,8 = 0,92

Толщина стальной оболочки

δ = 1,0 см.

Марка стали оболочки 09г2-с

R = 2900 кг/см2

Требуется определить площадь сечения кольцевой арматуры.

Сечение стальной оболочки на 1 п.м., приведенное к арматуре класса А-III.

$$F_o^{прив} = 100 \times \frac{2,9}{3,6} = 80,5 \text{ см } 2$$

Нагрузки:

Статическое давление в шлюзе	122,8 тс/м2
Гидравлический удар	38,1 тс/м2

Пульсация с К перегр. λ= 1,2 — 3,0 тс/м2

163,9 тс/м2

Собственный вес трубопровода.
Вес воды в трубопроводе
Температурный перепад
для зимы 37,3°С
для лета 14°С.

Расчетные усилия:

От внутреннего давления воды 614, 6 тс
От собственного веса тр-да /по программе РАСК/

$M^{нар}_{max}$ = 4,2 тм, N = -7,7 тс,
$M^{вн}_{max}$ 4,7 тм, N = 4,3 тс.

От веса воды /по программе РАСК/

$M^{нар}_{max}$ 4,5 тм, N = 3,5 тс
$M^{вн}_{max}$ 6,1 тм, N = 24,3 тс

От температурного перепада /по программе СМ-4/

/зима/ $M^{нар}$ = 5,3 тм,
/лето/ $M^{вн}$ = 2,2 тм.

Определение $Fa^{нар}_{max}$:

$\Sigma M^{нар}_{max}$ = 14,5 тм
ΣN = 610,2 тс

$$e_0 = \frac{14,5}{610,2} = 0,0238 \text{ м}$$

$$e' = \frac{0,40}{2} = 0,025+0,0238 = 0,1988 \text{ м}$$

$$Fa^{нар}_{max} = \frac{K_n \cdot N e'}{m_a R_a (h_0 - a')} = \frac{1,25 \times 0,9 \times 610,2 \times 0,1988}{0,92 \times 3,6 \times 0,35 - 0,025} = 126,8 \text{ см}^2 \text{ А-II}$$

Определение $Fa^{вн}_{max}$:

$\Sigma M^{вн}_{max}$ = 13,0 тсм

ΣN= 643,2 тс

$e_o = \frac{13,0}{643,2}$ = 0,0202 м.

$e' = \frac{0,40}{2} - 0,05 + 0,0202 = 0,1702$ м

$F_{a_{max}} = \frac{1,25 \times 0,9 \times 643,2 \times 0,1702}{0,92 \times 3,6/0,375-0,05/}$ = 114,4 см2 А-III

Принимаем: для наружной кольцевой арматуры ф 40 А-III шаг10см F_a= 125,6 см2 - недоармирование 1,4%

для внутренней арматуры

ф 32А-III шаг 20 см F_a= 40,2 см2 - перзармирование 5,5%.

Пример № 5.

Рассчитать армирование трубопровода в месте примыкания его к массиву развилки.

Трубопровод Д=10 м; давление максимального гидродинамического напора Р=200 тс/м2; $h = 1{,}0$ м, $Z_{ср} = 5{,}5$ м, марка бетона 200.

Расчёт выполнен в соответствии с разделом "Резервуары и водонапорные башни", учебник "Железобетонные конструкции" Сахновского К.В.

Упругая характеристика трубопровода

$$S_1 = 0{,}76\sqrt{h Z_{ср}} = 0{,}76\sqrt{1 \cdot 5{,}5}; \qquad S_1 = 1{,}78 \text{ м}$$

$$\delta_{11} = S_1 = 1{,}78 \qquad S_{12} = \frac{S_1^2}{2} = 1{,}58 \qquad \delta_{22} = \frac{S_1^3}{2} = 2{,}83$$

$$\Delta_{1P} = 0; \qquad \Delta_{2P} = \frac{P S_1^4}{4} = \frac{200 \times 1{,}78^4}{4} = 500$$

EY кратные перемещения.

При условии жесткой заделки

Уравнения

$$1{,}78\,Q + 1{,}58\,H = 0 \qquad H = 350 \text{ тс}$$

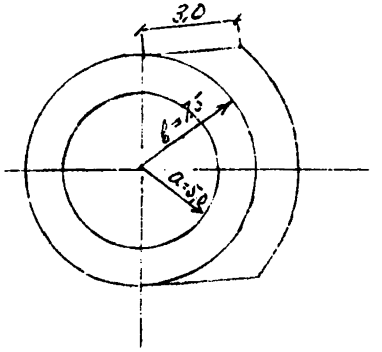
$$1{,}58\,Q + 2{,}83\,H = 500 \qquad Q = -313 \text{ тсм}$$

Если учесть податливость конструкции развилки.

В соответствии с разделом "Плоская задача в полярных координатах" книги "Теория упругости" Тимошенко С.П

$$EY_1 u = \frac{EY_1}{E}\left[\frac{1+\nu}{2}\,\frac{a^2 b\,P}{b^2-a^2} + \frac{(1-\nu)\,a^2 P Z}{b^2-a^2}\right] =$$

$$= \frac{P a^2 Y_1}{b^2-a^2}\left[\frac{1+\nu}{2}\,b^2 + (1-\nu)Z\right]$$



при $Z = a$ $\nu = 0,15$ $b = 7,5$ м $a = 5,0$ м

$$ИЕ\,У_1 = \frac{200 \cdot 5^2 \cdot 1}{12}\left[\frac{1,15 \times 7,5^2}{5} + 0,85 \times 5\right] = 1,16\ Р$$

$$У_1 - \frac{1 \times 1^3}{12}\ м4$$

тогда уравнения

$1,78\,g + 1,58\,H = 0$

$1,58\,g + 2,88\,H = 500 - \frac{3 \times 200 + H}{3,0}\quad 1,16$

$1,78\,g + 1,58\,H = 0$ $\qquad H = 227$ тс

$1,58\,g + 3,26\,H = 422,5$ $\qquad g = -202$ тсм

Полученный результат существенно благоприятнее, чем без учёта податливости.

Значения изгибающих моментов по образующей

$$M_x = g\eta_1 + (g + S_1 H)\eta_2 = -202\,\eta_1 + (-202 + 1,78 \times 227)\eta_2$$

$$Mx = -202\,\eta_1 + 203\,\eta_2$$

Значения нормальной силы

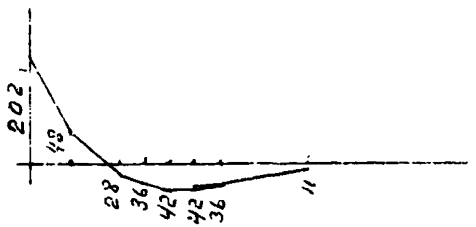
$$N_1 = N + \frac{4Z}{S^4}\left[g\,\delta_{12}\,\eta_2 - (g\,\delta_{12} + H\,\delta_{22})\eta_1\right]$$

$$N_x = 200,5 + \frac{4 \times 5,5}{10}\left[-202 \times 1,58\,\eta_2 - (-202 \times 1,58 + 227 \times 2,83)\eta_1\right]$$

$$= 1000 - 700\,\eta_2 - 710\,\eta_1$$

$\xi = \frac{x}{S_1}$	η_1	$-202\,\eta_1$	η_2	$203\,\eta_2$	Mx	X
0	1	-202	0	0	-202	0
0,5	0,532	-107	0,291	59	-48	0,89
1,0	0,199	-40	0,310	63	28	1,78
1,2	0,103	-21	0,281	57	36	2,14
1,5	0,016	-3	0,222	45	42	2,67
1,7	-0,024	4,8	0,181	37	42	3,02
2,0	-0,056	11	0,123	25	36	3,56
3,0	-0,0493	10	0,007	1	11	5,35

Эпюра изменения изгибающего момента по образующей



В сумме нормальные силы в водоводе и в кольце развилки остаются постоянными и только перераспределяются. Поэтому не представляется необходимым снимать кольцевую арматуру на последнем метре трубопровода и располагать ее в массиве развилки.

Расчёт железобетонных сечений

M = 202 тсм; h_o = 0,95; R_{np} = 900 тс/м2

F_o' = 200 см2

$$A_o = \frac{K_H n_c M}{\gamma h_o^2 m_s R_{np}} = \frac{1,25 \times 1 \times 202}{1 \times 0,95^2 \times 1,15 \times 900} =$$

$$= 0,269$$

γ_o = 0,85

$$F_a = \frac{K_H n_c M}{\gamma_o h_o m_a R_a} = \frac{1,25 \times 1 \times 202}{0,85 \times 0,95 \times 1,15 \times 3,75} = 73 \text{см}^2$$

Сжатую оболочку можно вводить в расчёт при условии обеспечения ее совместной работы с железобетонной конструкцией.

M = 42,0 тсм h_o = 0,95 F_o = 200 см2

A_o = 0,056 γ_o = 0,97

$$F_a = \frac{1,25 \times 1 \times 42,0}{0,97 \times 0,95 \times 1,15 \times 2,85} = 17,4 \text{ см2} < 200 \text{ см2}$$

Армирования не требуется.

При учёте податливости массива развилки величина " Q " значительно уменьшается и сечение продольной арматуры также может быть соответственно уменьшено. Однако в пределах 0,5 армирование в примыкании должно быть усилено, так как при испытаниях наблюдается образование кольцевых трещин в месте примыкания трубопровода к массиву.

Принимается армирование 10 ф 32 АШ = 80,4 см²/м на длину ℓ = 1,0 м.

Пример № 5. Запроектировать плоский сталежелезобетонный затвор с металлической листовой облицовкой с обеих сторон железобетонной плиты применительно к проекту защиты г.Ленинграда от наводнений (водопропускные сооружения). Сооружение I класса капитальности. Габариты затвора: толщина плиты h = I,67 м, пролет в свету L = 24,4 м, высота - 7 м, вес около 500 т. Тип затвора изображен на рис.6. Статический расчет затвора выполнен на ЭВМ "М-220" по программе "Плита" на поверхностные нагрузки в различных комбинациях. Наиболее неблагоприятным оказалось сочетание нагрузок от гидростатического давления воды и навала льда на длине ℓ = I4,5 м в верхней части плиты (зимний вариант). При этом сочетании нагрузок максимальный изгибающий момент в середине пролета плиты затвора M = 586 т.м. Ширина расчетной полосы B = I00 см. В соответствии с указаниями п.3.2 СНиП II-50-74 для сооружений I класса капитальности при основном сочетании нагрузок $K_н.H_0$ = I,25.I,0 = I,25.

По технологическим условиям минимальная толщина листовой облицовки принята δ = 8 мм (и со стороны Финского залива, и со стороны р.Невы). Листовая облицовка выполнена из стали марки 09Г2С с расчетным сопротивлением R = 3600 кг/см^2 в соответствии с таблицей 5I приложения I СНиП II-23-8I. Стержневая арматура класса А-III с расчетными сопротивлениями R_a = 3750 кг/см^2, $R_{a.x}$ = 3000 кг/см^2. Бетон марки М400 с $R_{пр}$ = I75 кг/см^2, $R_{р\pi}$ = I8 кг/см^2; $E_б$ = 3,8.I0^5 кг/см^2. Коэффициенты условий работы приняты в соответствии с таблицей 6 СНиП II-56-77: для листовой арматуры $m_a = m_{a2} \cdot m_{a3}$ = 0,8.I,I =0,88, для стержневой арматуры $m_a = m_{a2} \cdot m_{a3}$ = 0,8.I,I5=0,92.

Количество расчетной стержневой арматуры определяется в соответствии с указаниями п.6.3 настоящего "Пособия" по формуле:

$$F_a = \frac{K_н n_c M}{z\, m_a R_a} - \frac{m_a F_o R}{m_a R_a}; \quad z = \gamma_o h_o, \quad h_o = 155\,см$$

Величина γ_o определяется по графику, изображенному на рис.I приложения I настоящего "Пособия", в зависимости от величины

$$A_o = \frac{K_н n_c M}{m_б B h_o^2 R_{пр}}$$

$m_б$ – коэффициент условий работы бетона принят по таблице 2 СНиП II-56-77, $m_б = 1,15$

$$A_o = \frac{1,25 \cdot 586 \cdot 10^5}{1,15 \cdot 100 \cdot 155^2 \cdot 175} = 0,15; \quad \gamma_o = 0,915$$

$$z = 0,915 \cdot 155 = 142 см$$

На I п.м. (b = 100 см) по высоте затвора поставлена в 2 ряда арматура в количестве $5\phi 18$ (приварены к листовой облицовке) и 5 ϕ 45 (см.сетки С-2 на рис.6).

Расчет анкеровки листовой облицовки.

Анкеровка листовой облицовки осуществляется посредством наклонных стержневых анкеров ϕ 10АП (R_a = 2850 кГ/см^2), объединенных с продольной стержневой арматурой в сетки (С-2 и С -2' на рис.6). Количество сеток на I п.м. по высоте затвора n = 5 штук, угол наклона стержневых анкеров к плоскости листа $\alpha = 25^0$.

Величина усилия T_1, воспринимаемого наклонным анкером диаметром d_a, определяется по формуле, предлагаемой в книге: Н.Н.Стрелецкий "Сталежелезобетонные пролетные строения мостов". Москва, 1981.

$$T_1 = R_a f_a \cos\alpha + 100 d_a^2 \sqrt{R_{пр}} \cdot \sin\alpha,$$ где

R_a, f_a – расчетное сопротивление и площадь сечения анкера,

$$T_1 = 2850 \cdot 0,785 \cdot 0,9038 + 100 \cdot 1^2 \sqrt{175^2} \cdot 0,4331 =$$

$$= 2020 + 57 = 2077 кГ \approx 2,08 т.$$

Величина усилия, воспринимаемого анкерами на ширине плиты затвора,

b = I,0 м $T = 5T_1 = 5 \cdot 2,08 = 10,4$ т

Величина скалывающих напряжений в средней части плиты при Q = 102,6 т (соответствует M = 586 т.м.)

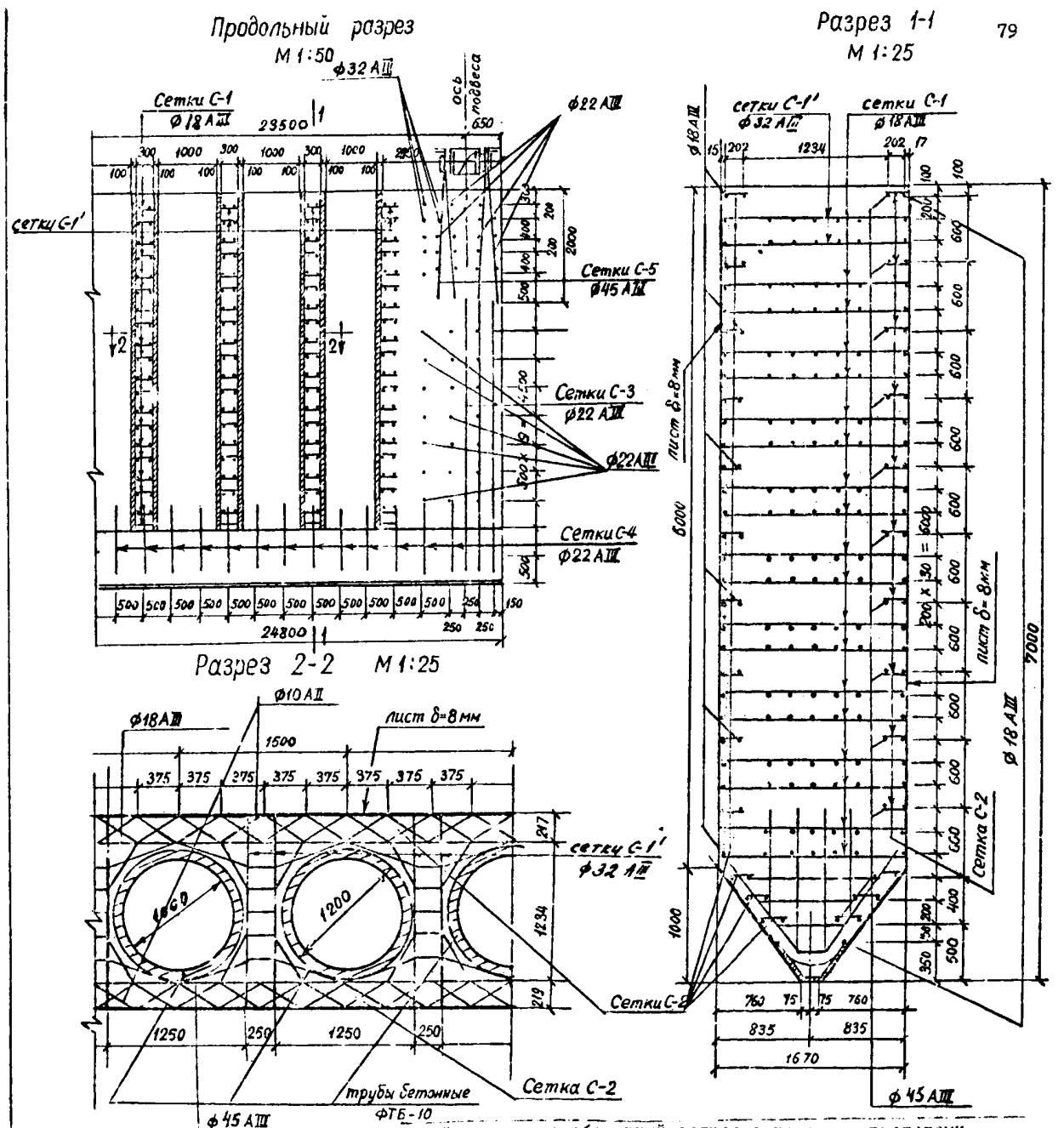


Рис.5. Плоский сталежелезобетонный затвор с круглыми пустотами.

$$t = t_0 = \frac{Q}{0{,}9bh_0} = \frac{102{,}6 \cdot 10^3}{0{,}9 \cdot 100 \cdot 155} = 7{,}35 \text{ кГ/см}^2 = 73{,}5 \text{ т/м}^2$$

Величина суммарного сдвигающего усилия на полупролете плиты ($l_{1/2}$ = 12,2 м) при ширине B = 1 м составляет

$$T_c = 0{,}7 \frac{73{,}5 \cdot 12{,}2}{2} = 313 \text{ т}$$

Определяем необходимое количество наклонных анкеров в полупролете плиты:

$$n_c = \frac{T_c}{T} = \frac{313}{10{,}4} = 30 \text{ анкеров}$$

Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы.

Расчет выполняется в соответствии с указаниями п.п.3,24 ÷ 3,27 СНиП II-56-77.

Из расчета на ЭВМ получены величины поперечных сил при различных сочетаниях нагрузок. Максимальная величина поперечной силы на приопорных участках в средней части плиты затвора составляет Q = 102,6 т, в верхней части плиты (в зоне действия навала ледяного поля) Q_{max} = 254 т (эпюра поперечных сил и схема теоретических, предполагаемых, и расчетных наклонных трещин представлена на рис.6).

Проверяем условие (32) для приопорных, неослабленных отверстиями, участков плиты затвора.

Средняя часть плиты: Q_{max} = 102,6 т

$$k_н n_c Q \leq 0{,}25 m_{б3} R_{прв} b h_0 \qquad (32)$$

$m_{б3}$ = 1,15 коэффициент условий работы бетона принимаемый по табл.2 СНиП II-56-77

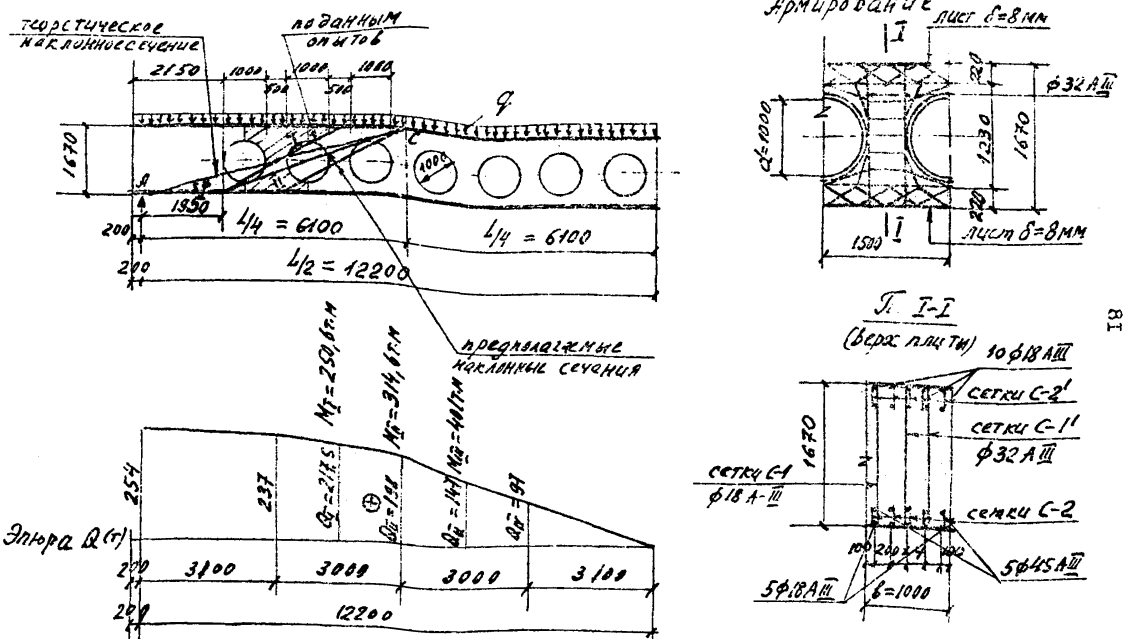


Рис.7. Расчет на поперечную силу по наклонным сечениям.

$1,25 \cdot 102,6 \cdot 10^3 = 128,5 \cdot 10^3$ кг $< 0,25 \cdot 1,15 \cdot 175 \cdot 100 \cdot 155 = 780 \cdot 10^3$ кг

Условие(32) выполнено; так как затвор является плитной конструкцией требуется проверка условия (38):

$K_н n_c Q \leq m_{бд} R_p b h_o$; $m_{бд} = 0,9$(по табл. 2); $R_p = 12$ кг/см^2

$1,25 \cdot 102,6 \cdot 10^3 = 128,5 \cdot 10^3$ кг $< 0,9 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 155 = 168 \cdot 10^3$ кг

При выполнении условия (38) для плитных конструкций расчет поперечной арматуры не производится, поперечная арматура устанавливается конструктивно.

Проверяем условие (32) в зоне I-го простенка (между I-м и 2-м отверстиями), Q_I =74 т.

Определяем приведенную высоту сечения, ослабленного отверстиями (заштриховано на рис. 7)

$F_б = 150 \cdot 167 - \pi \cdot 50^2 = 25000 - 7850 = 17150$ см^2

$h_{пр} = \frac{17150}{150} = 114$см; $h_{о пр} = 114 - 12 = 102$см.

$1,25 \cdot 74 \cdot 10^3 = 92,5 \cdot 10^3 < 0,25 \cdot 1,15 \cdot 175 \cdot 100 \cdot 102 = 510 \cdot 10^3$

Проверяем условие (38):

$1,25 \cdot 74 \cdot 10^3 = 92,5 \cdot 10^3$ кг $< 0,9 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 102 = 110 \cdot 10^3$ кг

Условия(32) и (38) выполняются для участков, ослабленных отверстиями. Дальнейший расчет следующих простенков по длине полупролета по мере убывания величины поперечной силы не представлен.

Верхняя часть плиты: Q_{max} = 254 т

Проверяем условие (32) на приопорном участке:

а) $1{,}25 \cdot 254 \cdot 10^3 = 317 \cdot 10^3 кг < 0{,}25 \cdot 1{,}15 \cdot 175 \cdot 100 \cdot 155 = 780 \cdot 10^3 кг$

Проверяем условие (32) в I-м простенке (между I-м и 2-м отверстиями) Q_I = 237 т

б) $1{,}25 \cdot 237 \cdot 10^3 = 296 \cdot 10^3 кг < 0{,}25 \cdot 1{,}15 \cdot 175 \cdot 102 = 510 \cdot 10^3 кг$

Условие (32) выполняется

Проверяем условие (38):

а) $1{,}25 \cdot 254 \cdot 10^3 = 317 \cdot 10^3 кг > 0{,}9 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 155 = 168 \cdot 10^3 кг$

б) $1{,}25 \cdot 237 \cdot 10^3 = 296 \cdot 10^3 кг > 0{,}9 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 102 = 110 \cdot 10^3 кг$

Условие (38) не выполняется, требуется постановка расчетной поперечной арматуры.

Для расчета поперечной арматуры в соответствии с требованиями СНиП II-56-77 следует определить величину $Q_б$ – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении.

$$Q_б = k R_p b h_0 tg\beta \qquad (34)$$

Положение теоретического наиболее неблагоприятного наклонного сечения, определяемое углом β, для элемента, загруженного равномернораспределенной нагрузкой (гидростатика + навал ледяного поля), определяется: конец наклонной трещины в сжатой зоне находится в точке приложения равнодействующий равномернораспределенной нагрузки действующей на длине полупролета плиты $L/2$ = I2,2 м, т.е. находится на расстоянии от опоры $L/4$ = 6,I м. Величины M и Q в нормальном сечении, проходящем через конец теоретического наклонного сечения следующие: M = 3I4,6 т.м.; Q = I98 т;

Угол между наклонным сечением и продольной осью элемента β определяется по формуле (37):

$$tg\beta = \frac{2}{1+\frac{M}{Qh_0}}$$

$h_0 = 102см$ (с учетом ослабления сечения плиты отверстиями)

$$tg\beta = \frac{2}{1+\frac{314,6}{198\cdot 1,02}} = \frac{2}{1+1,56} = \frac{2}{2,56} = 0,78$$

Для определения величины $Q_б$ следует определить коэффициент $K = 0.5 + 2\xi$, где

ξ – относительная высота сжатой зоны сечения (над наклонной трещиной)

$$\xi = \frac{F_a}{bh_0}\cdot\frac{R_a}{R_{пр}} + \frac{F_л}{bh_{0л}}\cdot\frac{R}{R_{пр}}$$ (с учетом листовой арматуры)

$F_a = 92,2см^2$; $F_л = 0,8\cdot 100 = 80см^2$;

$$\xi = \frac{92,2}{100\cdot 102}\cdot\frac{3754}{175} + \frac{80}{100\cdot 113}\cdot\frac{3600}{175} = 0,194 + 0,146 = 0,34$$

$$K = 0,5 + 2\cdot 0,34 = 0,5 + 0,68 = 1,18$$

$$Q_б = 1,18\cdot 12\cdot 100\cdot 102\cdot 0,78 = 112000кг = 112\ т$$

Расчет поперечной арматуры в наклонном сечении определяется по формуле (39), которая при армировании только одними хомутами (без отогнутой арматуры) имеет следующий вид:

$$K_м n_c Q_1 \le \sum m_a R_{a.x.} F_x + m_б Q_б$$

В данном случае величина $Q_1 = Q$ (см.текст пункта 3,27 СНиП II-56-77 о приложении внешней нагрузки к растянутой или сжатой грани элемента).

Следовательно,

$$Q_1 = Q = 254_т; \quad m_б = 1.15.$$

В соответствии с п.3.18 СНиП II-56-77 коэффициент условий работы арматуры для расчетов по поперечной силе принимается по таблице 6:

$$m_4 = m_{a_2} m_{a_3} = 0,8 \cdot 1,15 = 0,92$$

Количество поперечной арматуры определяется (в пределах наклонной трещины, т.е. эта арматура должна быть распределена на приопорном участке и в I и II простенках):

$$\sum F_x = \frac{k_н n_c Q - m_5 Q_б}{m_4 R_{ax}} = \frac{1,25 \cdot 254 \cdot 10^3 - 1,15 \cdot 112 \cdot 10^3}{0,92 \cdot 3000} =$$

$$= \frac{318000 - 129000}{2760} = \frac{189000}{2760} = 68,5 \text{ см}^2$$

(см. поперечное армирование, сетки С-I[1] на рис.7)

При испытаниях опытных образцов -балок, моделирующих плиту затвора, первая наклонная трещина пересекла I-й простенок и имела вид наклонной трещины I, изображенной на рис.7.

Поэтому выполним расчет на поперечную силу наклонного сечения I:

Величины M и Q в вершине наклонной трещины составляют

$$M_I = 250,6 \text{ т.м}; \quad Q_I = 217,5 \text{ т};$$

$$tg\beta = \frac{2}{1 + \frac{M_I}{Q_I h_0}} = \frac{2}{1 + \frac{250,6}{217,5 \cdot 1,02}} = \frac{2}{1+1,13} = 0,94$$

$$\xi = 0,34; \quad k = 1,18 \text{ (см. ранее)}$$

$$Q_б = 1,18 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 10,2 \cdot 0,94 = 135000 \text{ кг} = 135 \text{ т}$$

$$\sum F_x = \frac{k_н n_c Q - m_5 Q_б}{m_4 R_{ax}} = \frac{1,25 \cdot 254 \cdot 10^3 - 1,15 \cdot 135 \cdot 10^3}{0,92 \cdot 3000} = 59 \text{ см}^2$$

Аналогично можно сосчитать на поперечную силу возможное наклонное сечение II, пересекающее второй простенок (такой расчет был выполнен и в соответствии с ним была поставлена поперечная арматура в простенках между отверстиями по всему пролету плиты затвора).

Расчет по деформациям

Выполненный статический расчет плиты затвора на ЭВМ по программе "Плита"[X] на поверхностные нагрузки дал так же величины перемещений (прогибов) точек плиты. Максимальная величина прогиба дл. середины плиты составила $f_{max} = 2{,}73$ см; относительный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{2.73}{2440} = \frac{1}{902} < \frac{1}{600}$.

Расчет прогиба середины плиты затвора выполнялся обычным способом как для сплошной плиты без учета ослабления отверстиями. Возможность и правомерность такого расчета обусловлена данными экспериментальных исследований моделей плиты затвора. Опытные величины прогибов моделей с пустотами были практически равны, а в отдельных случаях даже меньше, величины прогибов, полученных расчетным путем без учета ослабления отверстиями. Все это объясняется большой пространственной жесткостью сталежелезобетонных плитных элементов, а также принятой в конструкциях системой дисперсного армирования, обеспечивающей высокую жесткость последних.

X "Программа расчета пластин на упругом основании винклеровского типа методом конечных элементов для ЭВМ типа М220 (Л.А.Розин, И.Ш.Фридман, Энергия, 1974)

Пример № 7. Запроектировать плоский затвор со стальными фермами и железобетонными поясами применительно к условиям Кольской ПЭС. Сооружение I класса, $K_н$ = I,25. Максимальный напор H =7,7 м, толщина затвора h = I,0 м, толщина железобетонных поясов $h_б$ = 0,I м. Максимальная полосовая нагрузка при ширине полосы $б$ = 0,6 м составляет q = 7,I.0,6 = 4,26 т/м. Пролет затвора в свету l = I6 м (рис.8). Для основного сочетания нагрузок n_c = I,0. Допустимый относительный прогиб затвора составляет $\left[\frac{f}{l}\right] \leq \frac{1}{500}$

Толщина металлического листа в верхней и нижней жел.бет. плитах принимается по технологическим условиям минимальной (δ = 8 мм) в соответствии с указаниями п.5.I8 настоящего "Пособия". Расчет стальных ферм на равномернораспределенную нагрузку/гидростатика/, приведенную к узловой нагрузке, выполнялся графическим методом путем построения диаграммы усилий. Фермы так же рассчитывались на нагрузку от свежеуложенного бетона плиты. Сечения поясов фермы приняты по усилиям, полученным из диаграммы усилий, $F_{б.п} = f_{нп} = 31.2$ см^2 (2 уголка I00х8) из стали 09Г2 гр.2 с расчетным сопротивлением R = 3400 кг/см^2. Верхний и нижний пояса ферм привариваются к стальному листу, входящему в металлический каркас сталежелезобетонных поясов (см.рис.8). Листовая арматура, толщиной δ = 8 мм, из стали 0 9Г2С гр.2 с расчетным сопротивлением $R_л$ = 3400 кг/см^2. Стержневая арматура класса А-Ш с расчетным сопротивлением $R_а$ = 3760 кг/см^2. Бетон марки М400 (фибробетон с базальтовой фиброй повышенной трещиностойкости), $R_{пр}$ = I75 кг/см^2. Коэффициенты условий работы:

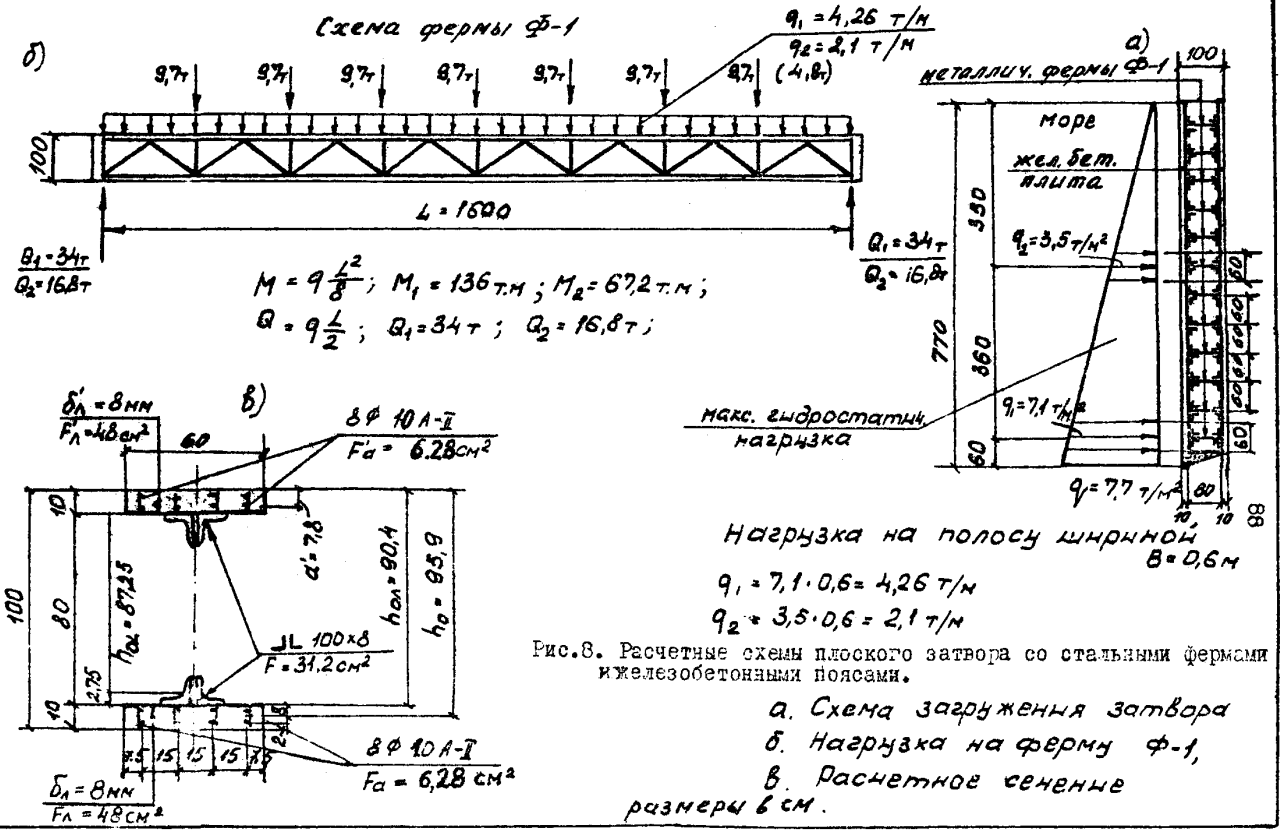
для профильного (уголки поясов фермы) и листового металла $m_а = m_{а2} m_{а3}$ = I,I.0,8 = 0,88;

для стержневой арматуры $m_а = m_{а2} m_{а3} = 1.15 \cdot 0.8 = 0.92$

для бетона $m_б = 1.15$ (СНиП II-56-77, табл.2 и 6).

Величина изгибающего момента в середине пролета в нижнем сечении плиты затвора (ширина расчетной полосы $б$ = 0,6 м) составляет

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,26 \cdot 16^2}{8} = 136 \text{ т.м}$$



Нагрузка на полосу шириной $B = 0,6$м

$q_1 = 7,1 \cdot 0,6 = 4,26$ т/м

$q_2 = 3,5 \cdot 0,6 = 2,1$ т/м

Рис.8. Расчетные схемы плоского затвора со стальными фермами железобетонными поясами.

а. Схема загружения затвора

б. Нагрузка на ферму ф-1,

в. Расчетное сечение

размеры в см.

В соответствии с указаниями п.6,3 настоящего "Пособия" сечение стержневой арматуры (растянутой) определяется по формуле:

$$F_a = \frac{K_н n_c M}{z m_a R_a} - \frac{m F_n R}{m_a R_a} - \frac{m F_л R}{m_a R_a}$$

$$z = \gamma_o h_o ; \quad h_o = 91.2 \text{ см}$$

Величина γ_o определяется в зависимости от величины

$A_o = \frac{K_н n_c M}{m_б B h_o^2 R_{пр}}$ по графику, изображенному на рис.I приложения I "Пособия"

$$A_o = \frac{1.25 \cdot 136 \cdot 10^3}{1.15 \cdot 60 \cdot 91.2^2 \cdot 175} = 0.17 ; \quad \gamma_o = 0.91$$

$$z = 0.91 \cdot 91.2 = 83 \text{ см}$$

$$F_a = \frac{1.25 \cdot 136 \cdot 10^5}{83 \cdot 0.92 \cdot 3750} - \frac{0.88 \cdot 48 \cdot 3400}{0.92 \cdot 3750} - \frac{0.88 \cdot 31.2 \cdot 3400}{0.92 \cdot 3750} =$$

$$= 59.5 - 41.5 - 27.1 < 0$$

т.е. стержневая арматура по расчету не требуется, растягивающие усилия воспринимаются листовой и уголковой арматурой. Продольную стержневую арматуру устанавливаем конструктивно 8ϕ I0 из арматуры класса А-II.

Расчет затвора по деформациям

Перемещения (прогибы) сталежелезобетонных затворов с несущими металлическими фермами от нагрузки определяются, как перемещения узлов статически определимых ферм по известным формулам строительной механики; см.например, раздел I0.I.3 "Справочника проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений (расчетно-теоретический), книга I, Стройиздат, М., I972, стр.559-560.

Определение перемещений (прогибов) узлов фермы выполняется аналитическим методом с учетом жесткости сталежелезобетонных поясов; при этом площадь сечения бетона приводится к металлу по формуле:

$$F_{б_{пр}} = \frac{F_б}{n} , \qquad \text{где} \quad n = \frac{E_м}{E_б}$$

Для выполнения расчетов целесообразно использование ЭВМ. Анализ, прове.енный во ВНИИГ, показал, что при принятых в п.5.15 "Пособия по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений" соотношениях размеров плиты затворов $\frac{1}{10} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{20}$ и удовлетворении условию прочности прогибы затвора обычно составляют $\frac{1}{600} \div \frac{1}{700} l$

Прогиб рассматриваемого в настоящем примере затвора находится в пределах допустимого.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

стр.

ПРЕДИСЛОВИЕ 3

I. Общие положения..... 6

2. Сталежелезобетонные гидротехнические конструкции, их специфические особенности..... 8

3. Нагрузки, воздействия, их сочетания..... I5

4. Основные расчётные положения..... I8

5. Расчётные схемы конструкции..... 20

6. Расчёт по первому предельному состоянию на прочность. 3I

7. Расчёт сталежелезобетонных элементов по раскрытию трещин..... 36

8. Конструирование..... 39

9. Особенности монтажа и бетонирования сталежелезобетонных конструкций..... 47

Приложение I. Материалы, рекомендуемые к применению в сталежелезобетонных конструкциях..... 50

Приложение 2. Расчёт с учётом температурных воздействий 56

Приложение 3. Примеры расчёта.

Пример №I. Развилка турбинного водовода РД=II93тс/м.....58

Пример №2. Спиральная камера РД=2280тс/м 62

" №3. Турбинный водовод РД=I930тс/м 67

" №4. Напорный трубопровод РД=I230тс/м 70

" №5. Расчет примыкания трубопровода к развилке РД=2000тс/м 73

Пример №6. Плоский сталежелезобетонный затвор L=24,4м . .77

" №7. Плоский железобетонный затвор со стальными фермами L=I6,0м 87

Л-96083 Подписано в печать I3/Ш-84. Зак. 473 Тир.200

отпечатано на ротапринте в институте "Гидропроект"

gost.e-ecolog.ru