

Пространство между раздвижным стаканом и коническим углублением заполнено демпфирующим материалом. Между верхними частями раздвижного стакана узкой стороной вниз размещен клин опоры, который удерживают горизонтально закрепленные к частям раздвижного стакана упругие тяги и окружающий грунт. К клину опоры шарниром клина прикреплен ростверк опоры. Вертикальные нагрузки от сейсмических колебаний или неравномерного проседания грунта через опорный пояс воздействуют на сферическую основу раздвижного стакана.

Части раздвижного стакана под давлением веса клина опоры раскрываются в стороны при повороте относительно оси шарнира раздвижного стакана. При этом происходит перераспределение энергии вертикальной нагрузки на горизонтальную плоскость и ее поглощения материалом упругих тяг, демпфирующих материалов и грунтом основания. На ростверк опоры влияет энергия вертикальной нагрузки значительно меньшей величины.

При возникновении горизонтальных нагрузок сферическое основание раздвижного стакана смещается в сторону от оси конического углубления опорного пояса. Раздвижной стакан при этом передвигается вверх. Происходит перераспределение энергии горизонтальной нагрузки на вертикальную плоскость и ее поглощение демпфирующим материалом. Угловые перемещения при вертикальных и горизонтальных нагрузках гасятся за счет наличия закругления сферического основания и клина опоры со сферическими закруглениями, которые через части раздвижного стакана передают энергию грунту основания. Если нагрузки на части раздвижного стакана превышают несущую способность упругих тяг, то упругие тяги разрываются. Жесткость и несущая способность упругих тяг и последовательность их разрушения назначается для каждого сооружения на основании предварительных расчетов и может регулироваться усилиями натяжения. Техническое решение защищено декларационным патентом Украины на полезную модель № 70627.

При использовании в проектных решениях систем с выключающимися связями для каждого сооружения (опоры моста) необходимо выполнить ряд действий:

1 – определить нормальные напряжения в поперечном сечении, изгибающие моменты и силы сдвига;

2 – назначить предварительные размеры в соответствии с требованиями нормативных документов;

3 – добавить к значению изгибающего момента в уровне подошвы фундамента величину изгибающего момента, возникающего вследствие примыкания выключающихся связей (с минимальными размерами сечения) к конструкции опоры;

4 – определить несущую способность системы «опора – связь» с учетом возможности образования пластического шарнира, величину эксцентриситета и максимальную сдвигающую силу;

5 – для известных сдвига и момента определить максимальное напряжение в выключающихся связях и, при необходимости, уточнить

размеры их поперечного сечения, чтобы исключить возможность выгиба, наступления текучести при растяжении до образования пластического шарнира, или хрупкого разрушения. Соединение выключающихся связей с основными элементами конструкции должно обеспечивать достаточную податливость системы и повышать упругие свойства связей.

Применение сейсмостойких опор и фундаментов при строительстве искусственных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях позволит повысить их устойчивость и надежность при землетрясениях и неравномерных проседаниях грунтов при техногенных воздействиях и существенно уменьшить время проведения и стоимость восстановительных работ.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Немчинов Ю.И. Сейсмическая опасность в Украине. Система предупреждения и ликвидации последствий землетрясений. – В сб. матер. „Аварії на будівлях та спорудах та їх попередження”, - Киев, 1997г. – с. 51-61.
2. Научно-технический отчет НИИСК, МНТЦ, НИИМБП, КиЭП по разд. 5 доп. Соглашения №1/96: „Определение перечня исходных событий (опасных воздействий) и расчет их последствий при эксплуатации и преобразовании объекта „Укрытие” – Киев, 1996. – 209с.
3. Кендзера А. В. Сучасний стан та основні напрямки сейсмологічних досліджень в Україні. – В с. Будівництво в сейсмічних районах України. – К.: 2004, - с. 14-21.
4. Авторское свидетельство СССР №554388.
5. Авторское свидетельство СССР №156110.
6. Казакевич М.И., Косяк В.Н. Декларационный патент Украины на изобретение №69109 «Сейсмостойкий фундамент».
7. Бондаренко Б.М., Косяк В.Н., Бондаренко Н.Б. Декларационный патент Украины на полезную модель № 70627 «Сейсмостойкая опора».

УДК 624.012.35

ЭВОЛЮЦИЯ МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ В НАКЛОННОМ СЕЧЕНИИ В НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТАХ РОССИИ

Р.О. Красновский, к.т.н.

ЗАО "Институт "Оргэнергострой", г. Москва, Россия

До введения в действие НиТУ 123-55 [1] расчет железобетонных конструкций в Советском Союзе проводился по методу допускаемых напряжений, основанному на представлении об упругой работе материалов. В методе предельных состояний железобетонный элемент рассматривался на стадии близкой к разрушению с учетом трещин, которые могли изменять статическую схему элемента по сравнению с исходной при упругой работе.

В случае расчета на действие поперечной силы при методе предельных состояний рассматривалось наклонное сечение, образованное наклонной трещиной идущей от растянутой арматуры к сжатой зоне бетона (рис.1). При этом отдельно было выделено определение поперечной силы, которую может воспринимать бетон над наклонной трещиной или в вершине наклонного сечения (Q_b).

В дальнейших версиях СНиП (СНиП II В.1-62 [2], СНиП II-21-75 [3], СНиП 2.03.01-84* [4]) метод расчета на действие поперечной силы совершенствовался (усложнялся) и достиг в этом отношении максимума в СНиП 2.03.01-84*. Однако в Своде правил СП 52-101-03 [5], который в настоящее время подготовлен в России к введению в действие, фактически произошел возврат к НиТУ 123-55 и СНиП II В.1-62.

Методика была НиТУ 123-55 [1] была разработана на основании экспериментальных исследований М.С. Боришанского [6], проведенных в 30-40-х годах прошлого столетия. М.С. Боришанский [6] провел экспериментальные исследования на железобетонных балках *без поперечной арматуры*, нагружаемыми и доводившимися до разрушения *двумя силами*, расположенными *в третях* пролета (рис.1) на расстоянии от опоры (c), примерно равном рабочей высоте балки (h_0), т.е. при $c=h_0$.

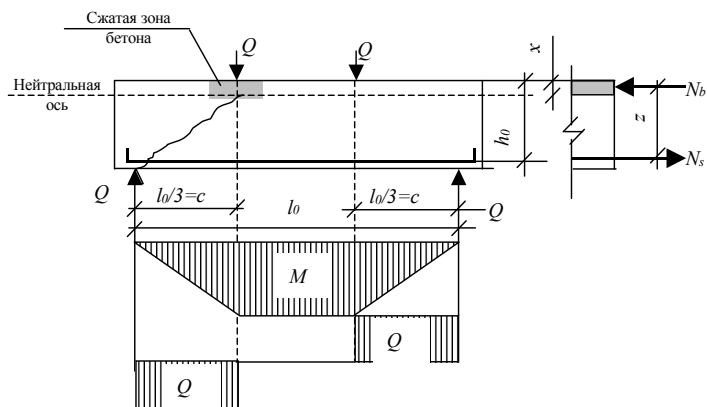


рис.1

Площадь сечения продольной арматуры в растянутой зоне балок и отношение высоты балки к пролету (h_0/l_0) обеспечивали разрушение балки по наклонной трещине, проходившей от опоры к грузу.

В НиТУ 123-55, а затем и в СНиП II В.1-62 была включена, так называемая, эмпирическая формула М.С. Боришанского [6]:

$$Q_b = \frac{0.15R_u b h_0^2}{c} \quad (1)$$

где: Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном над наклонной трещиной,

R_u – расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе (кгс/см^2),

b – ширина сечения бетонного элемента (см),

h_0 – рабочая высота сечения бетонного элемента (см),

c – проекция на продольную ось элемента расстояния (см) от опоры до ближайшей к ней внешней сосредоточенной силы Q (рис.1).

Среднее значение эмпирического коэффициента по данным экспериментов было равно 0.185. В расчетную же формулу было введено минимально полученное в эксперименте значение – 0.15.

Анализ методики эксперимента М.С. Боришанского и полученных результатов позволяет сделать следующие выводы.

Из того, что в формуле (1) в знаменателе правой части записано расчетное значение прочности бетона на сжатие при изгибе R_u , следует предположить, что разрушение балок происходило в результате разрушения бетона над наклонной трещиной от сжатия при изгибе.

В изгибаемом элементе наибольший внешний изгибающий момент M_{max} и наибольшая внешняя поперечная сила Q_{max} связаны как это было в опытах М.С. Боришанского (рис.1) зависимостью [7]:

$$Q_{max} = \frac{M_{max}}{c} \quad (2)$$

Из сопротивления материалов известно, что предельные напряжения в изгибаемом брусе можно найти по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (3)$$

Если принять, что в поперечном сечении балка представляет собой прямоугольный брус, то момент сопротивления W для него будет равен

$$W = \frac{b h_0^2}{6} \quad (4)$$

Если прочность бруса определяется прочностью наиболее нагруженного сжатого волокна, то в случае перearмированной железобетонной балки без поперечной арматуры $\sigma=R_u$ и можно записать:

$$M = W R_u = \frac{R_u b h_0^2}{6} \quad (5)$$

Тогда выражение (2) примет вид:

$$Q_{max} = \frac{R_u b h_0^2}{6c} = \frac{0.17 R_u h_0^2}{c} \quad (1),$$

Если принять во внимание, что в опытах М.С. Боришанского значение 0.15 для эмпирического коэффициента было принято в запас прочности, как минимальное, а среднее равнялось 0.185, то среднее между ними равно 0.175 и близко к значению, полученному в (6). Таким образом, полученное М.С. Боришанским выражение для усилия, воспринимаемого бетоном над

наклонной трещиной (Q_{σ}), соответствует упругому решению, при условии, что разрушение изгибаемого железобетонного бруса проходит по сжатой зоне.

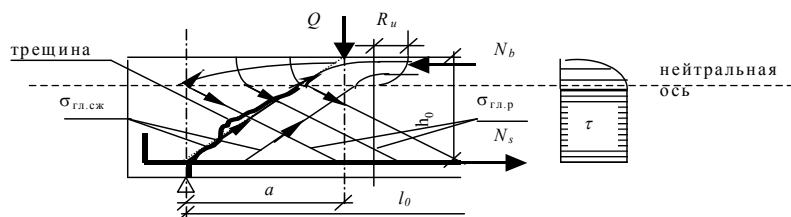


рис.2

Наклонные трещины в опытах М.С. Боришанского, скорее всего зарождались под воздействием главных растягивающих напряжений $\sigma_{зл.р}$ [8], тогда как нормальные растягивающие напряжения в растянутой зоне балки около опоры равны нулю, поскольку там равен нулю изгибающий момент (рис.1). По мере выхода из работы бетона в растянутой зоне траектории главных напряжений из криволинейных становились линейными (рис.2). Это предопределяло направление развития наиболее опасной наклонной трещины от опоры к грузу.

Введенный в действие в 1962 году СНиП II В.1-62 полностью повторял НиТУ 123-55, особенно в части расчета на поперечную силу.

В 1975 с выходом СНиП II-21-75 [3] при определении поперечной силы Q_b в формулу вместо прочности бетона на сжатие при изгибе R_u была подставлена прочность на осевое растяжение R_p .

Замена R_u на R_p (R_{bt}) может быть связано только с изменением представления о типе разрушения бетона над наклонной трещиной (рис.3). То есть, если при выводе формулы (1) М.С. Боришанским, предполагалось, что бетон над наклонной трещиной **б) разрушается от сжатия при изгибе**, то уже в СНиП II-21-75 заложено предположение, что бетон **разрушается от растяжения** (с).

Реализация случая разрушения бетона над наклонной трещиной от растяжения при изгибе может быть осуществлена, в случае большого раскрытия наклонной трещины в уровне арматуры, расположенной в растянутой зоне бетона. Это возможно при достижении продольной арматурой предела текучести или локальном нарушении сцепления арматуры с бетоном вблизи места пересечения ее с наклонной трещиной.

Таким образом, результаты опытов М.С. Боришанского были пересмотрены. Это измененное представление о характере разрушения осталось и в СП 52-101-03 [5].

Замена R_u на R_p (R_{bt}) вызвала необходимость замены постоянного эмпирического коэффициента в формуле М.С. Боришанского. В СНиП II-27-75 и СНиП 2.03.01-84* был введен переменный коэффициент, зависящий от вида бетона (СНиП II-27-75 и СНиП 2.03.01-84*) и напряженного состояния элемента (СНиП 2.03.01-84*).

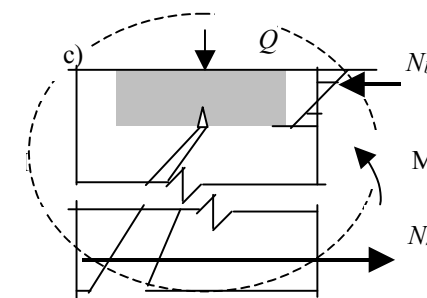
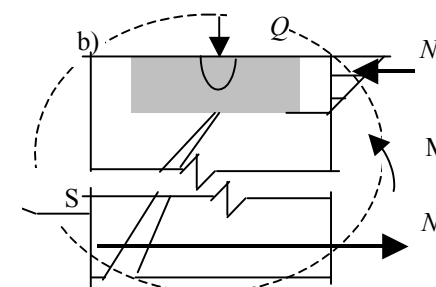
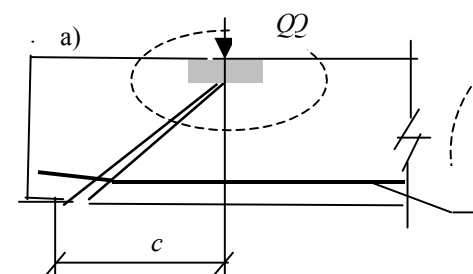


рис.3

В СП 52-101-03 вновь введен постоянный коэффициент $\varphi_{b2}=1.5$. Его значение можно получить из условия, что для достаточно распространенных марок обычного тяжелого бетона отношение прочности бетона на сжатие при изгибе к прочности на осевое растяжение приблизительно равно 10.

Поскольку в экспериментах М.С. Боришанского сосредоточенная нагрузка на балки был расположена на одном и том же расстоянии от опоры, то в НиТУ 123-55 и СНиП II В.1-62 и не было никаких граничных условий для длины проекции наклонного сечения. Эксперименты [11] подтвердил, что наклонные трещины распространяется вдоль линий главных сжимающих напряжений (рис.4). По мере уменьшения главных растягивающих напряжений (σ_l) при определенном значении отношения h_0/l_0 они становятся меньше предела прочности бетона на растяжение. В этом случае образование наклонной трещины становится невозможным и схема разрушения с ее образованием теряет смысл. Поэтому в СНиП II-27-75, СНиП 2.03.01-84* и СП 52-101-03 было введено в явном и неявном виде (через ограничение предельных значений Q_b). ограничение длины проекции наклонного сечения. В явном виде оно установлено в СНиП 2.03.01-84* и СП 52-101-03 ($h_0 \leq c \leq 2h_0$). В неявном виде эти границы значительно шире от $0.6h_0$ до $3h_0$ и даже могут достигать $5h_0$ для внецентренно растянутых элементов с полками в сжатой зоне (СНиП 2.03.01-84).

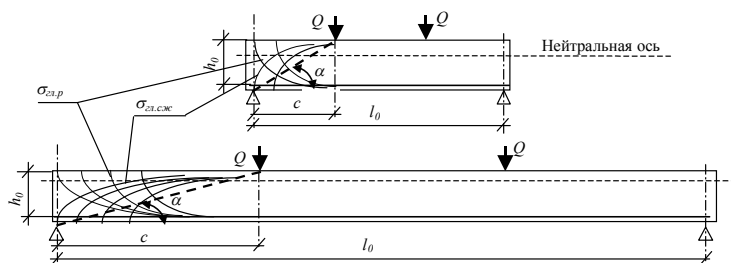


рис.4

Несмотря на то, что в экспериментах М.С. Боришанского испытывались балки без поперечной арматуры формула (1) была распространена на балки с поперечной арматурой. Это привело к тому, что пришлось, вводить величину Q_{xb} (поперечная сила,) и c_0 , которые были выведены "Гипотис" [8] из условия минимума усилия, совместно воспринимаемого бетоном и поперечной арматурой.

Значения c_0 , меньше чем c поскольку при наличии поперечной арматуры не возникает единой наклонной трещины, а образуется несколько коротких трещин [10]. Однако в СП 52-101-03 [5] величина c_0 не была включена и для балок с поперечной арматурой и без нее были установлены одни и те же ограничения на значения C .

Результаты экспериментов М.С. Боришанского с изгибаемыми элементами в СНиП II-27-75 и СНиП 2.03.01-84* были распространены на внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы, за счет введения в формулу для определения Q_b соответствующих коэффициентов. Однако в СП 52-101-03 расчет на действие поперечной силы, также как и в НиТУ 123-55 и СНиП II В.1-62 применяется только к изгибаемым элементам.

Хотя основным положением расчета на действие поперечной силы по методу предельных состояний было наличие наклонного сечения, тем не менее, в СП 52-101-03 [5] записано: "Допускается производить **расчет наклонных сечений**, при определении поперечной силы от внешней нагрузки, из условия". Приведенная при этом формула соответствует минимальному значению поперечной силы, которое может быть найдено при $c = 3h_0$.

В СП 52-101-03 [5] дано ограничение на значение Q_b , когда наклонное сечение рассчитывается **не рассматривая наклонные сечения**. Приведенная при этом формула соответствует максимальному значению поперечной силы, которое может быть найдено при $c = 0.5h_0$. Таким образом, в тех случаях, когда не рассматривается наклонное сечение его границы практически увеличиваются от $0.5h_0$ до $3h_0$.

Проведенный сравнительный анализ НиТУ 123-55 (СНиП II В.1-62) и СП 52-101-03 в части определения поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении Q_b , показывает, что:

- приведенные в НиТУ 123-55 и СП 52-101-03 формулы для определения Q_b являются аналогами формулы сопротивления материала для определения прочности изгибаемого прямоугольного бруса, разрушающегося по сжатой зоне;

- НиТУ 123-55 и СП 52-101-03 для определения поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении Q_b (в отличие от СНиП II-27-75, СНиП 2.03.01-84*), применена одна и та же формула, как для балок с поперечной арматурой, так и без нее, т.е. не учитывается влияние поперечной арматуры;

- НиТУ 123-55 и СП 52-101-03 распространяются только на изгибаемые элементы, в отличие от СНиП II-27-75, СНиП 2.03.01-84*, в которых она распространена на внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы;

- НиТУ 123-55 и СП 52-101-03 при определении Q_b не учитывают влияния вида бетона и геометрии поперечного сечения элемента (как это было в СНиП II-27-75, СНиП 2.03.01-84*);

- формула для определения Q_b , приведенная в СП 52-101-03, отличается от аналогичной формулы НиТУ 123-55 только тем, прочность бетона на сжатие при изгибе в ней заменена на прочность при осевом растяжении с соответствующим изменением постоянного коэффициента;

- в СП 52-101-03 введены, как и в предыдущих версиях СНиП, ограничения на значения Q_b и длину проекции наклонного сечения;

- в СП 52-101-03 исключено понятие усилия совместно воспринимаемого бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении Q_{xb} – эти усилия рассматриваются отдельно друг от друга.

- в СП 52-101-03 введено такое понятие как "**расчет наклонных сечений не рассматривая наклонные сечения**", хотя в приведенных для этого случая выражениях, в неявном виде присутствует проекция наклонного сечения на продольную ось элемента.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. НиТУ 123-55 Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций, Госстройиздат, М. 1955.
2. СНиП II В.1-62 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования, Часть II, раздел В, Глава I. Госстройиздат, М. 1962.
3. СНиП II-21-75 Нормы проектирования. Бетонные и железобетонные конструкции. Стройиздат, М. 1976.
4. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. Стройиздат, М. 1996.
5. СП 52-101 03 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Госстрой России, Москва 2003 г.
6. М.С. Боришанский Расчет железобетонных элементов при действии поперечных сил. Сб. Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций. Стройиздат, М., 1964 г.
7. С.А Тихомиров. О чем говорит формула М.С. Боришанского. Сб. "Инженерные конструкции". Доклады к XXIV научной конференции ЛИСИ. Л. 1966.
8. К.В. Сахновский Железобетонные конструкции. Госстройиздат. М. 1959.
9. Р. Залигер Железобетон. Его расчет и проектирование. Государственное научно-техническое издательство (ГНТИ), М.-Л., 1931 г.
10. Р.О. Красновский Резервы экономии арматуры при расчете железобетонных балок на поперечную силу.
11. Р.О. Красновский Экспериментальное исследование работы керамзитожелезобетонных балок на действие поперечной силы. Кандидатская диссертация, МАДИ, Москва. 1963.

УДК 628.2

К РАСЧЕТУ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ОТСТОЙНИКОВ

*Е.П.Кудрявцев, к.т.н., доц., А.П.Зайцева, студ., Е.А.Радченко, студ.
Т.А.Филимонова, студ.*

*Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры,
Днепропетровск*

Впервые горизонтальные отстойники начали широко применяться на мелиоративных системах для предотвращения заиливания мелиоративных каналов песчаными речными наносами. Для этого вначале каналов сооружали выемку определенных размеров, где и осаждались песчаные частицы. Тогда же была создана так называемая «элементарная теория расчета горизонтальных отстойников», расчетное уравнение которой было получено в результате равенства времени оседания расчетной твердой частицы на глубину осветленного слоя отстойника и прохождения этой твердой частицей всей длины камеры отстойника за счет постоянной продольной скорости. В результате требуемая длина отстойника равнялась:

$$L_{om} = \frac{V \cdot h}{\omega}, \quad (1)$$

где: V - продольная скорость в камере отстойника;
 h - глубина осветления слоя;
 ω - гидравлическая крупность мелкой твердой расчетной частицы, т.е. скорость ее падения в спокойной воде.

Когда дело касалось осаждения песчаных частиц, то определение гидравлической крупности особых осложнений не вызывало, т.к. песчаные частицы имеют форму, приближающуюся к шару относительно большого диаметра. В этом случае имеется и теоретическое решение (формула Стокса) и экспериментальное путем наблюдения за оседающей частицей. Поэтому расчет горизонтальных отстойников по этой формуле давал вполне удовлетворительные результаты. Когда же эту формулу стали применять для расчета отстойников для производственных сточных вод, то эффект их осветления резко ухудшился. Одной из причин этого является отличие формы и размеров твердых частиц в сточных водах. Дело в том, что сточные воды угольной и металлургической промышленности насыщены частицами сопутствующей породы, состоящей из мельчайших глинистых частиц, резко отличающихся по форме и размерам от песчаных. Поэтому и их гидравлическая крупность характеризуется значительно меньшей скоростью падения, а ее экспериментальное определение значительно затруднено. Другой существенной причиной является наличие значительного перераспределения продольных скоростей по длине отстойника, которое расчетной формулой не учитывается.

Для снижения влияния первой из рассматриваемых причин, в данной работе предлагается перейти от определения гидравлической крупности для конкретных сточных вод к необходимому времени их осветления. А это можно сделать исследуя кинетику осаждения взвесей в вертикальных цилиндрах, имеющих по высоте краны отбора проб сточной воды через различное время отстаивания. Так, между прочим, поступали в институте ПермьНИУи еще в 80-х годах прошлого столетия. Определяя мутности сточных вод по отобраным пробам при различном времени отстаивания, можно построить графики $P=f(h)$, характеризующие зависимость содержания взвесей по высоте цилиндров, т.е. по глубине воды в отстойниках. Эта зависимость выражается семейством прямых, располагающихся под углом к поверхности воды. При малом времени отстаивания имеют место острые углы, которые по мере отстаивания увеличиваются и в конечном счете достигают 90^0 . Это говорит о том, что время отстаивания практически закончилось, а количество взвешенных веществ более не уменьшается. Это время и принимается за расчетное – t . Тогда вышеуказанную расчетную формулу можно представить в виде:

$$L_{om} = V \cdot t \quad (2)$$

Продольная скорость в отстойнике, которая в вышеуказанных формулах принята постоянной, на самом деле изменяется по длине отстойника. В связи с