

МЕТОДИКА РАСЧЕТА КОНСОЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
ПРИ СТАТИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ

Разработчик

А.И. Русаков

Ростов-на-Дону

2008

Содержание

Введение	3
Задача 1 (опорный уголок)	4
Задача 2 (уголок на крепежной скобе)	6
Задача 3 (монолитный пояс)	10
Литература	15

Введение

Методика оформлена в виде трех расчетных задач для разных конструктивных схем консольных элементов. В каждой задаче консольный элемент представляет собой опорный пояс, закрепленный вдоль стены или края плиты перекрытия. В каждой задаче пояс предполагается в плоском деформированном состоянии, причем для статического расчета выделяется часть пояса, примыкающая к одному крепежному элементу, так чтобы ее можно было считать работающей независимо от остальной конструкции.

Помимо общепринятого расчета для неповрежденной конструкции и ожидаемых нагрузок, в ряде случаев проведен расчет на прогрессирующее разрушение, в котором допускаются известные повреждения конструкции и (или) неучтенные, но маловероятные нагрузки.

Задача 1. Угловой профиль крепится с помощью БСР HSL-3-G (по технологии HILTI) к бетонной стене и служит опорой для кирпичной кладки (рис. 1). Рассчитать конструкцию на прочность при исходных данных:

кирпичная кладка толщиной 130 мм, высотой 6 м, кирпич силикатный полнотелый СОР 150/35 (уд. вес 1900 кг/м^3);

шаг анкеров $s = 50 \text{ см}$;

$h = 4 \text{ см}$.

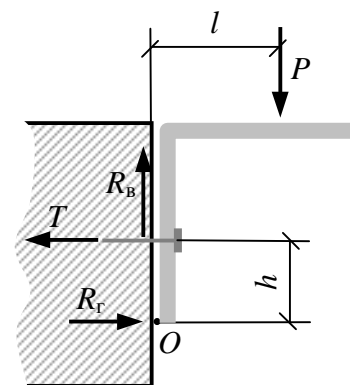


Рис. 1

Упрощенный расчет (для подбора анкера).

Нагрузка на 1 пм уголка при КН по нагрузке 1,1:

$$1900 \text{ кг/м}^3 \cdot 0,13 \text{ м} \cdot 6 \text{ м} \cdot 1,1 = 1630 \text{ кг/м}.$$

На один опорный участок между анкерами приходится нагрузка

$$P = 1778,4 \text{ кг/м} \cdot 0,5 \text{ м} = 815 \text{ кг}.$$

Равнодействующая этой нагрузки находится на расстоянии от стены

$$l = 6,5 \text{ см}.$$

Полагаем, что вертикальную реакцию со стороны анкера и стены создает только анкер, т. е. перерезывающая сила на один анкер

$$R_B = 815 \text{ кг}. \quad (1)$$

Полагаем, что горизонтальная реакция стены в предельном состоянии приложена в нижней опорной точке O уголка (рис. 1). Условие равновесия моментов относительно этой точки определяет силу вырывания анкера и имеет вид:

$$hT = Pl \quad (2)$$

⇒

$$T = 1325 \text{ кг}. \quad (3)$$

По установленным силам среза и вырыва могут быть выбраны анкеры из каталога HILTI:

HSL-3-G M10/20, расчетная нагрузка: без трещины в бетоне на вырыв 19,7 кН, на срез 18,6 кН, с трещиной на вырыв 10,7 кН, на срез 18,6 кН;

HSL-3-G M12/25, расчетная нагрузка: без трещины в бетоне на вырыв 24,1 кН, на срез 27,0 кН, с трещиной на вырыв 17,2 кН, на срез 27,0 кН.

Выбираем модификацию M10/20.

Уточненный расчет (для проверки анкера). При нарастании вертикальной нагрузки на уголок увеличивается сила вырыва анкера, а эпюра нормальных реакций стены меняет форму: с момента потери контакта со стеной верха полки эта эпюра становится треугольной и ее протяженность уменьшается (рис. 2). Предельное состояние, предшествующее разрушению, возникает либо при превышении силой T допускаемого значения $T_{\text{доп}} = 19,7 \text{ кН} = 2009 \text{ кг}$, либо при возникновении смятия бетона в нижней части полки (вблизи точки O).

На рис. 2 показана расчетная схема нагружения уголка, силы нормального давления представлены треугольной эпюрой с максимальной ординатой p , их равнодействующая обозначена R_G , равнодействующая

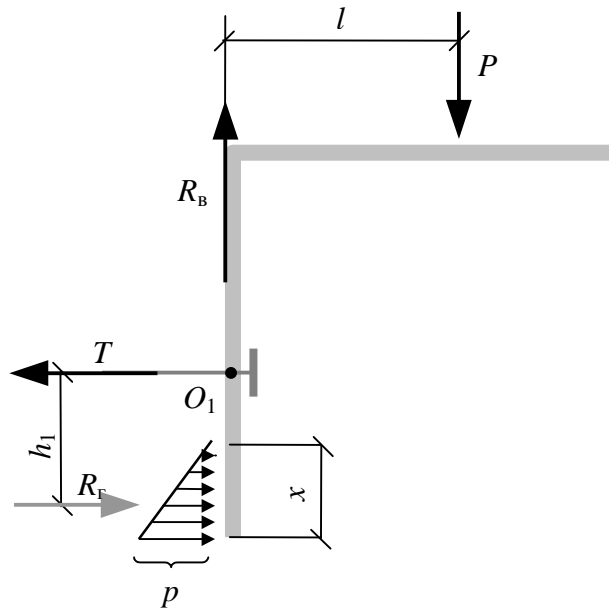


Рис. 2

касательных реакций по-прежнему обозначена R_b . Уравнение равновесия моментов относительно точки O_1 согласно расчетной схеме получаем в виде:

$$R_r h_1 = Pl; \quad (4)$$

где $R_r = T$ (из условия равновесия горизонтальных сил); $h_1 = h - x/3$. Последнее равенство устанавливаем по положению центра тяжести треугольной эпюры. Ее площадь определяет равнодействующую. С учетом того, что изображенные силы рассматриваются на протяжении опорного участка между анкерами, имеем:

$$R_r = \frac{psx}{2}. \quad (5)$$

После элементарных подстановок приходим к уравнению для вырывающей силы:

$$T \left(h - \frac{2T}{3ps} \right) = Pl$$

или

$$T^2 - \frac{3ps}{2} hT + \frac{3ps}{2} Pl = 0. \quad (6)$$

Данное уравнение может понадобиться при оценке смятия бетона. В данной задаче оно не используется.

Наиболее неблагоприятное распределение нормального давления для вырыва возникает, когда плечо h_1 силы R_r минимально, т. е. когда $x = h$. В этом случае из уравнения (4) имеем:

$$T = \frac{Pl}{h - x/3} = \frac{3Pl}{2h} = 1988 \text{ кг}. \quad (7)$$

При этом максимальное нормальное давление на стену согласно (5) равно

$$p = \frac{2T}{sx} = 19,9 \text{ кг/см}^2. \quad (8)$$

Давление не превышает расчетного сопротивления бетона на сжатие \Rightarrow смятия не возникает. Поскольку установлено, что $T < T_{\text{доп}}$, при наиболее неблагоприятном распределении давлений вырыва не происходит. В запас прочности идет уменьшение протяженности x зоны опоры о стену при росте нагрузки. Расчет на срез остается тот же, что в упрощенной схеме.

Расчет на прогрессирующее разрушение. При наличии трещины в бетоне в зоне распорного элемента анкера по-прежнему применима расчетная схема на рис. 1, однако допустимая нагрузка на анкер уменьшается. В этом случае

$$T_{\text{доп}} = 10,7 \text{ кН} < T = 1325 \text{ кг},$$

т. е. требование прочности не обеспечивается.

Вывод. При отсутствии трещины в бетоне на момент нагружения конструкции анкер HSL-3-G M10/20 обеспечивает ее прочность, при наличии трещины — не обеспечивает. Трещина может возникнуть вследствие **нарушений правил установки анкера** (ненормативной затяжке), при неправильной технологии замоноличивания зоны анкерования, при заниженной марке бетона. Поскольку действующие СНиП не предусматривают расчет на прогрессирующее разрушение, допустимо принять анкер HSL-3-G M10/20.

Задача 2. Уголок равнополочный смонтирован на крепежных скобах по краю перекрытия и служит опорой для кирпичной кладки (рис. 3). Скобы крепятся с помощью БСР HSL-3-G (по технологии HILTI). Рассчитать металлоконструкцию на прочность и кирпичную стену на горизонтальные перемещения при исходных данных:

кирпичная кладка толщиной 130 мм, высотой 3 м, кирпич силикатный полнотельный СОР 150/35 (уд. вес 1900 кг/м³);

уголок № 10 (толщ. 10 мм), скоба толщ. 8 мм, шаг скоб $s = 50$ см;

металлоконструкция изготовлена из стали С245 (Ст3пс5);

геометрия конструкции задана на рис. 3 и 4.

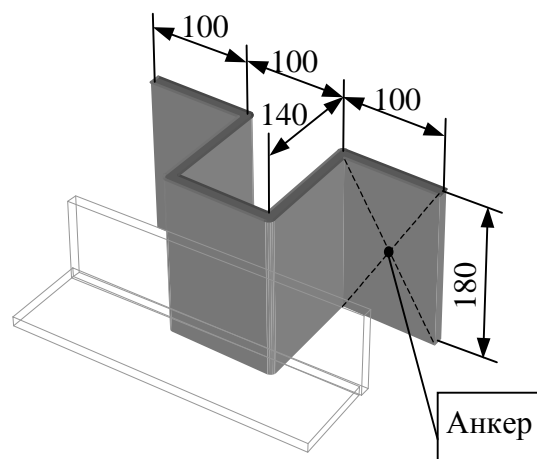


Рис. 3

Расчет анкера. Расчетная схема нагружения показана на рис. 4. Подобно схеме, показанной на рис. 2, рассматривается предельное состояние без трещины в бетоне. Обозначения внешних сил, приложенных к металлоконструкции, такие же, что на рис. 2. Нагрузки даны на один крепежный элемент (на 0,5 пм уголка). Т. о. сила T есть суммарная растягивающая сила на оба анкера крепления.

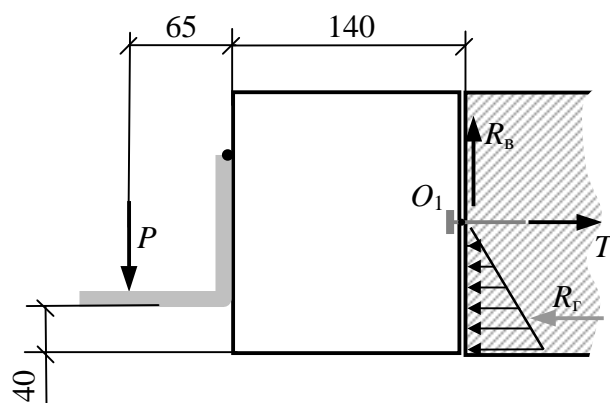


Рис. 4

Нагрузка на 1 пм уголка при КН по нагрузке 1,1:

$$1900 \text{ кг/м}^3 \cdot 0,13 \text{ м} \cdot 3 \text{ м} \cdot 1,1 = 815 \text{ кг/м.}$$

На один опорный участок приходится нагрузка

$$P = 815 \text{ кг/м} \cdot 0,5 \text{ м} = 407,5 \text{ кг.}$$

Полагаем, что вертикальную реакцию со стороны стены создают только анкера, т. е. перерезывающая сила на 2 анкера $R_B = 407,5 \text{ кг}$.

Условие равновесия моментов относительно точки O_1 дает выражение, подобное формуле (7):

$$T = P \frac{6,5 + 14}{9 - 9/3} = 3,42P = 1392 \text{ кг.} \quad (9)$$

По установленным силам среза и вырыва могут быть выбраны анкеры из каталога HILTI:

HSL-3-G M8/20, эффективная глубина посадки 6 см, расчетная нагрузка: без трещины в бетоне на вырыв 15,6 кН, на срез 11,7 кН, с трещиной на вырыв 6,7 кН, на срез 11,7 кН;

HSL-3-G M10/20, эффективная глубина посадки 7 см, расчетная нагрузка: без трещины в бетоне на вырыв 19,7 кН, на срез 18,6 кН, с трещиной на вырыв 10,7 кН, на срез 18,6 кН;

Допустимо выбрать модификацию M8/20. Данная модификация исключает прогрессирующее разрушение вследствие трещины, т. к. даже при ее возникновении нагрузка вырыва на пару анкеров $T_1 = \frac{2}{3} T = 928 \text{ кг}$. Однако в постановке задачи есть возможность неучета нагрузок со стороны стены верхнего этажа, поэтому принимаем модификацию M10/20.

Оценка прочности металлоконструкции. Проведено КЭ-моделирование в ЛИРЕ 9.2 НДС заданной металлоконструкции, файл крепеж.lir. Расчет проведен в упругой стадии для материала с характеристиками:

$$E = 2 \cdot 10^7 \text{ т/м}^2; \mu = 0,25.$$

Эквивалентные напряжения по 3 теории прочности представлены диаграммой на рис. 5. Выбран слой пластины с наибольшим значением напряжения. Расчетное сопротивление стали С245 в строительных

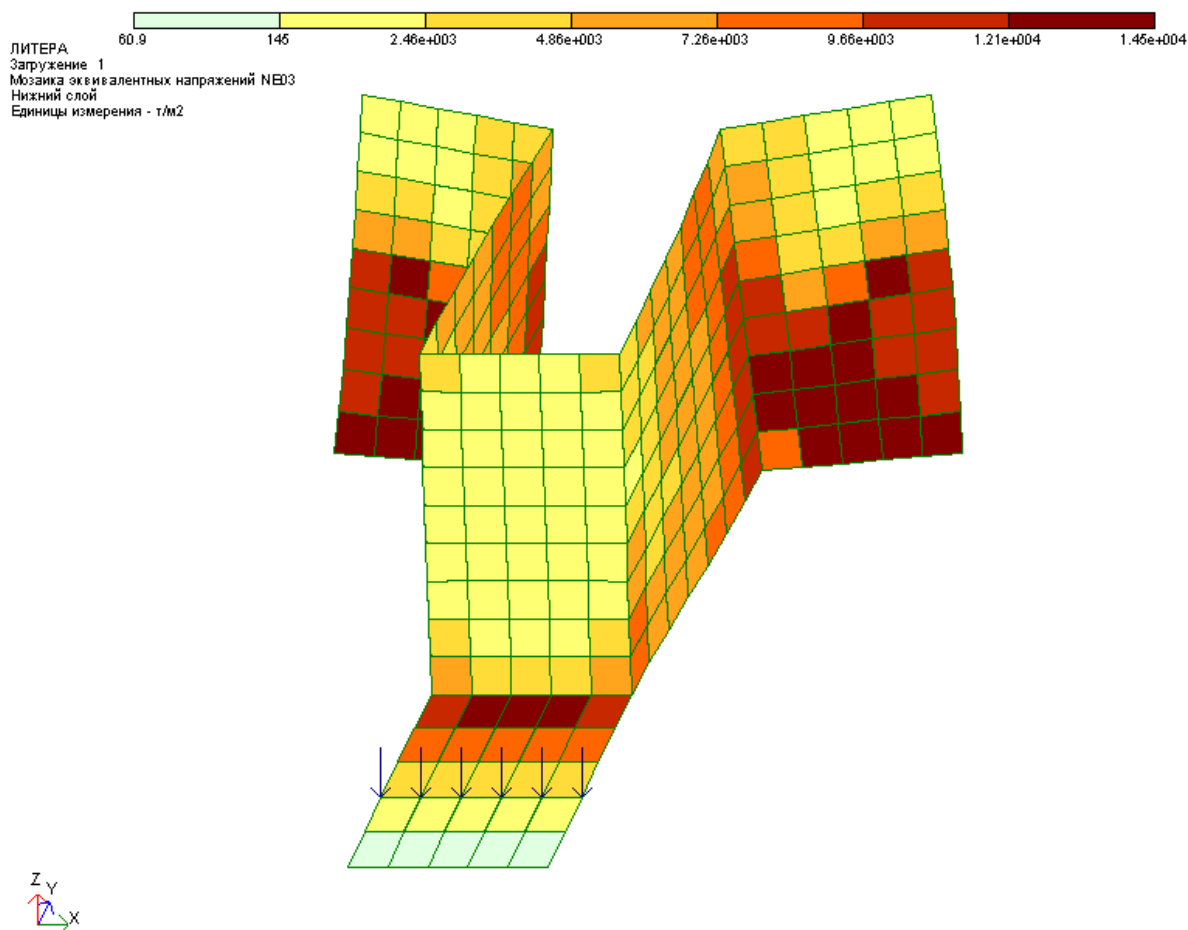


Рис. 5

конструкциях не ниже 23000 т/м^2 , полученное эквивалентное напряжение не выше $14500 \text{ т/м}^2 \Rightarrow$ прочность конструкции обеспечивается.

Оценка перемещений стены. По результатам КЭ-моделирования вертикальное перемещение опорной полки **при нормативных нагрузках** составило $2,15/1,1 = 1,95 \text{ мм}$; полка повернулась вокруг оси X (рис. 6) на $0,011/1,1 = 0,010 \text{ рад}$. После возведения кладки до середины (до высоты 1,5 м) поворот опоры составил $0,005 \text{ рад}$. При контроле вертикальности кладки верх наполовину возведенной кладки не испытывает горизонтальных перемещений. При дальнейшем возведении стены поворот опоры составит также $0,005 \text{ рад}$ и точка на середине стены переместится по горизонтали на

$$\delta = 0,005 \cdot 1500 \text{ мм} = 7,5 \text{ мм}.$$

Подобными рассуждениями можно убедиться, что эта величина — наибольшее горизонтальное перемещение стены при ее плоском изгибе.

Неучтенные факторы постановки задачи. Неучтенными являются нагрузки со стороны стены верхнего этажа и нагрузки на крепеж, связанные с прогибом плиты перекрытия, возникшим после монтажа уголка. Оценка последних дана по результатам нелинейных расчетов в ЛИРЕ (файл дом041-нел34страт.lir). Эпюра поперечных сил, действующих на уголок со стороны плиты, представлена на рис. 7. Силы завышены, т. к. предполагается, что монтаж уголка выполнен на начально-недеформированную плиту. Иначе говоря, эта эпюра соответствует случаю, когда уголок монтируется на плиту

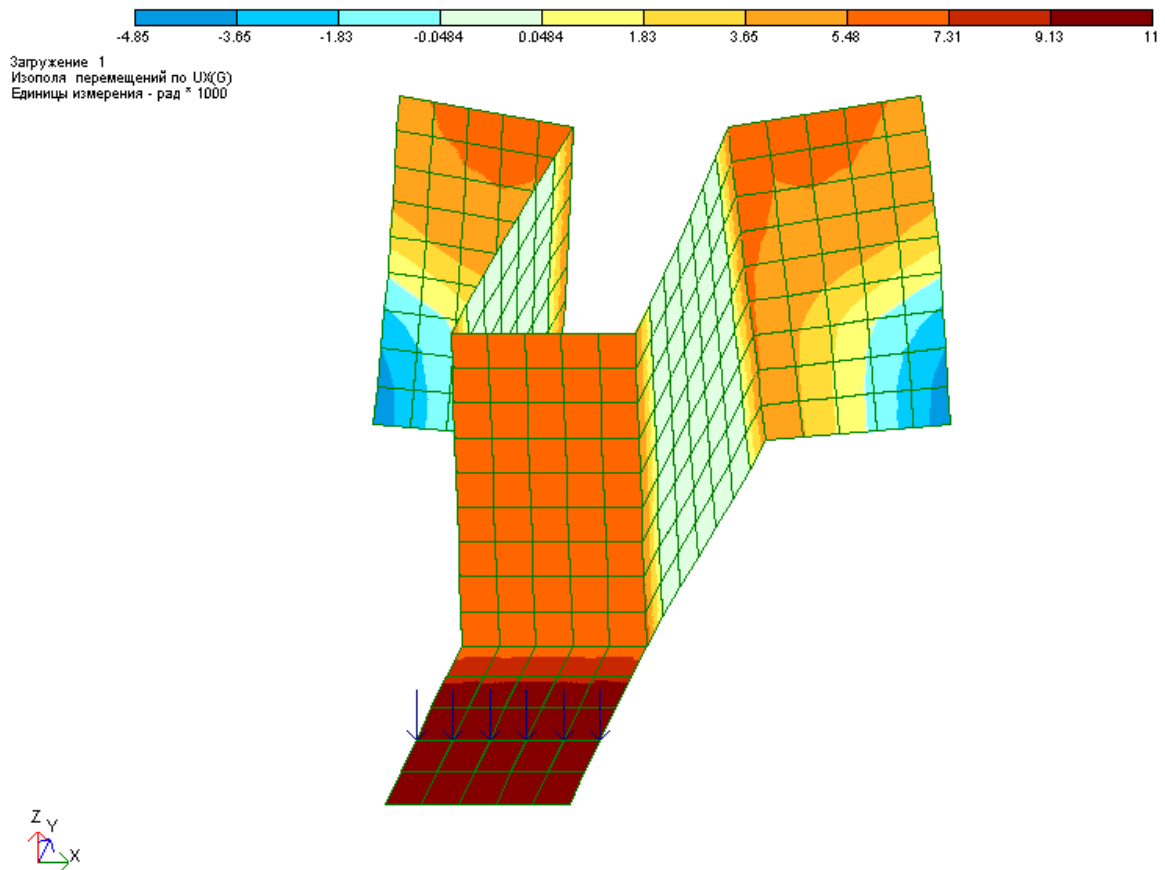


Рис. 6

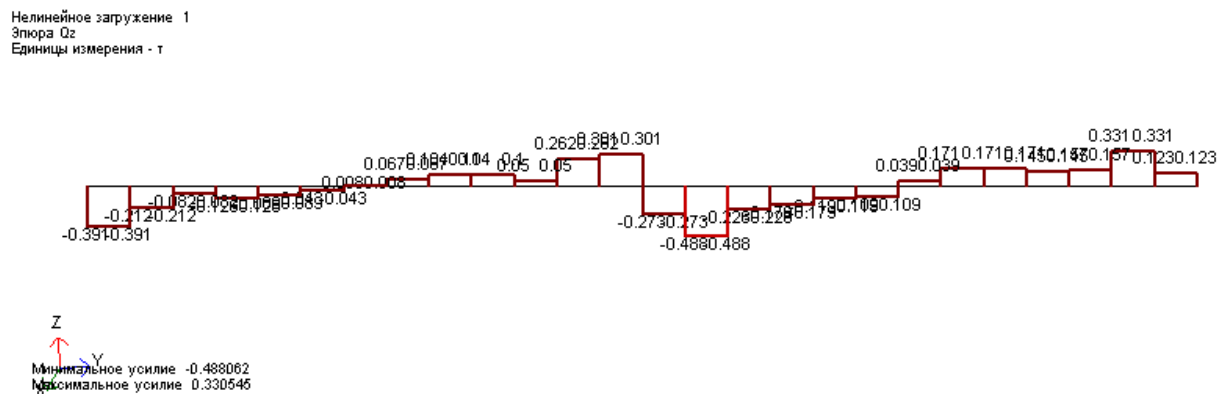


Рис. 7

перекрытия, поддомкраченную стойками. Можно видеть, что максимальная нагрузка на одно крепление составляет до 570 кг. Поперечная нагрузка на 1 анкер в этом случае составит $(570 + 407,5)/2 = 489$ кг, что не превышает допустимой величины 1860 кг. Нагрузка вырыва также увеличится, поскольку дополнительная поперечная сила, приложенная к зоне приварки уголка, создает момент относительно нижнего края плиты. Дополнительная вырывающая сила в расчете не оценивалась, однако можно сравнить допускаемую нагрузку на

анкер без трещины 1970 кг с силой вырыва $1392/2 = 696$ кг, вызванной учтенной поперечной нагрузкой от кладки 204 кг, и предположить, что дополнительная нагрузка 285 кг из-за деформаций плиты не вызовет разрушения крепежа.

Выводы. В рамках сформулированной задачи прочность конструкции обеспечивается при анкере HSL-3-G M10/20 как при нормальной эксплуатации, так и при наличии трещины в зоне распора анкера. К неучтенным нагрузкам следует отнести нагрузки вследствие деформации плиты и догрузку кладки со стороны верхнего этажа. Неизученный эффект от этих нагрузок — возможное достижение предела текучести в металлоконструкции.

Задача 3. Монолитный пояс, связанный со стеной швом бетонирования и анкерами, служит опорой для кирпичной кладки (рис. 8). Конструктивное решение пояса — балка. Рассчитать конструкцию на прочность при исходных данных:

кирпичная кладка та же, что в задаче 1;

шаг анкеров $s = 50$ см;

расположение хомутов по вертикали, решение пространственного каркаса в разрезе и размеры конструкции см. рис. 8 (хомут балки показан упрощенно);

стена имеет толщину 300 мм, бетон В25.

Расчет анкера на прогрессирующее разрушение. Полагаем, что шов бетонирования разорван, и конструкция висит на анкерах. **Задаемся анкерами $\varnothing 14$ А-III.** Полагаем усилия вырыва пропорциональными расстоянию до оси O поворота пояса как целого:

$$\frac{T_1}{20 + 30} = \frac{T_2}{20} \quad (10)$$

или

$$T_1 = \frac{5}{2} T_2. \quad (11)$$

Помимо нагрузки P , действующей на опорный участок 0,5 м, на анкера действует собственный вес пояса

$$G = 2500 \text{ кг/м}^3 \cdot 0,7 \text{ м} \cdot 0,12 \text{ м} \cdot 0,5 \text{ м} \cdot 1,1 = 115,5 \text{ кг}.$$

Условие равновесия моментов имеет вид

$$T_1 \cdot 50 + T_2 \cdot 20 = (P + G) \cdot 6,5$$

или

$$T_1 \cdot 50 + 0,4T_1 \cdot 20 = (815 + 115,5) \cdot 6,5 \text{ кг} \cdot \text{см} = 6048,$$

откуда

$$T_1 = 104,3 \text{ кг}.$$

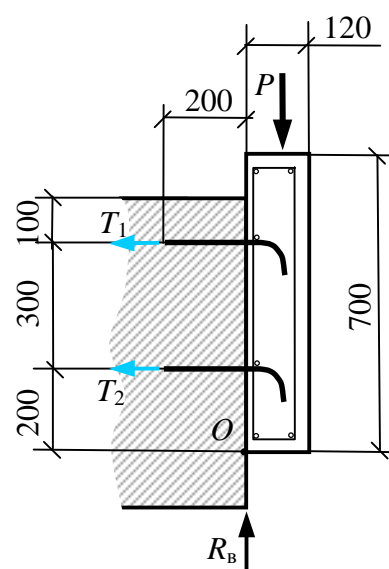


Рис. 8

Анкера предлагается устанавливать в отверстия $\varnothing 25$ на жесткий цементный раствор марки 200. Определим допустимую силу вырыва по расчетной схеме на рис. 9. Расчетное сопротивление шва по поверхности монолитной гильзы для раствора марки не ниже 50 согласно табл. 10 СНиП II-22-81* равно

$$R_{sq} = 1,6 \text{ кг/см}^2 \cdot 0,75 \cdot 0,7 = 0,84 \text{ кг/см}^2.$$

(коэффициент 0,75 учитывает отсутствие пластификатора, коэффициент 0,7 учитывает гладкость шва).

Площадь шва

$$S = 20 \cdot 3,14 \cdot 2,5 = 157 \text{ см}^2.$$

Сопротивление вырыву не превосходит вырывающей силы:

$$T_1 \leq R_{sq} S \quad (12)$$

или

$$104 \leq 132.$$

Проверим, что продольная нагрузка на анкер не вырвет его из монолитной гильзы. При длине анкерования 200 мм и классе бетона В15 допустимый диаметр анкеруемой арматуры определяем по табл. 45 пособия к СНиП 2.03.01-84 [1]. Имеем:

$$d = 200/\lambda_{an} = 6,9 \text{ мм.}$$

Такая арматура заведомо выдерживает растягивающую нагрузку 104 кг. Поскольку она анкеруется для работы с полным расчетным сопротивлением, то предлагаемая арматура $\varnothing 14$ в силу п. 5.33 пособия к СП 52-101-2003 требует глубину анкерования меньшую, чем 200 мм.

Каждая пара анкеров подвергается поперечной нагрузке, равной $815 + 115,5 = 930,5$ кг. Каждый анкер допускает нагрузку на срез

$$R_1 = 3750/2 \text{ кг/см}^2 \cdot 3,14 \cdot 0,7^2 \text{ см}^2 = 2885 \text{ кг.}$$

($3750/2 \text{ кг/см}^2$ — допустимое касательное напряжение при чистом сдвиге.)

Таким образом, нагрузка на анкер не превышает сопротивления срезу.

Проверим отсутствие смятия монолитной гильзы при нагружении анкера поперечной силой. Расчетное сопротивление бетона смятию определим согласно п. 3.39 СНиП 2.03.01-84 (1996):

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b. \quad (13)$$

Полагаем класс бетона В15, нагрузка прилагается по схеме в черт. 15 СНиП. Коэффициент φ вычисляем через отношение расчетной площади смятия к фактической (рис. 10):

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2}/A_{loc1}} = \sqrt[3]{200 \cdot 500/(200 \cdot 14)} = 3,3. \quad (14)$$

Принимаем значение $\varphi_b = 2,5$, поскольку это наибольшее из возможных значений для данной схемы приложения нагрузки. Имеем с учетом табл. 15 СНиП 2.03.01-84 (1996):

$$R_{b,loc} = 2,5 \cdot (0,9 \cdot 867 \text{ т/м}^2) = 1950 \text{ т/м}^2.$$

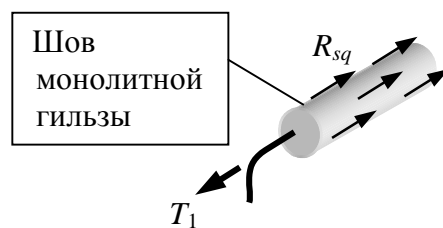


Рис. 9

При расчете допускаемой поперечной силы, которая не вызывает смятия под опорой анкера, воспользуемся формулой из п. 6.46 СНиП II-22-81*:

$$Q \leq \frac{R_c ab}{\frac{6e_0}{a} + 1} \quad (15)$$

Допустимость применения этой формулы определяется тем, что она получена при допущениях об эпюре напряжений в заделке, которые равно применимы как для каменных конструкций, так и для бетонных (в последнем случае следует заменить R_c на $R_{b,loc}$). Эксцентриситет вычисляем с запасом, предполагая, что анкер работает не только на срез, но и на изгиб:

$$e_0 = c + \frac{a}{2} = 16,5 \text{ см.} \quad (16)$$

В формуле (15) ширину полки b берем $d/2 = 0,7$ см, чтобы учесть цилиндрическую поверхность приложения нагрузки от анкера. Имеем:

$$Q_{\text{ан}} = \frac{195 \cdot 20 \cdot 0,7}{\frac{6 \cdot 16,5}{20} + 1} = 459 \text{ кг.}$$

Поперечная нагрузка на анкер

$$Q = 930,5/2 = 465 \text{ кг.}$$

Превышение величины поперечной силы допустимого значения составило 1,3%. Учитывая, что эксцентриситет нагрузки, задаваемый формулой (16), вычислен с завышением, считаем допустимым использование анкера $\varnothing 14$.

Расчет шва бетонирования пояса на прочность.

Для оценки прочности шва бетонирования проводилось моделирование части стены с поясом протяженностью 1 м средствами ЛИРА 9.2. Рассматривалась бетонная конструкция в упругой стадии при характеристиках бетона $E = 3,06 \cdot 10^6 \text{ т/м}^2$; $\mu = 0,16$. Деформированная схема показана на рис. 11, красным цветом выделена зона приложения нагрузки $2P$. Напряжения сдвига по плоскости шва бетонирования показаны на рис. 12, наибольшее напряжение равно $7,2 \text{ т/м}^2$. Допускаемое напряжение сдвига то же, что расчетное сопротивление шва монолитной гильзы, вычисленное ранее, т. е. $8,4 \text{ т/м}^2$. Требование прочности шва выполняется:

$$7,2 \leq 8,4.$$

Растягивающие напряжения в шве показаны на рис. 13, наибольшее напряжение равно $1,8 \text{ т/м}^2$. Растягивающее

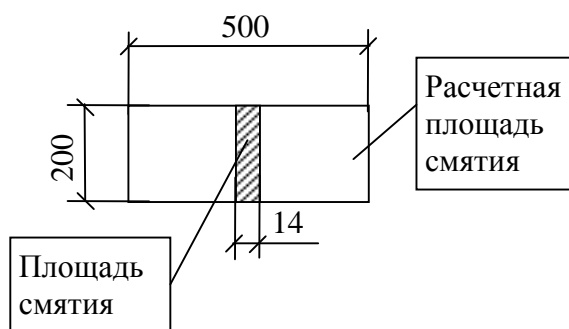


Рис. 10

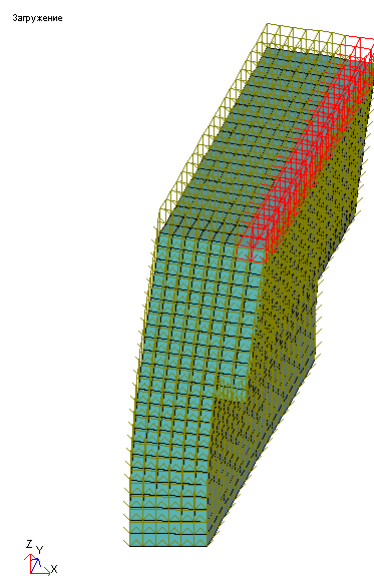


Рис. 11

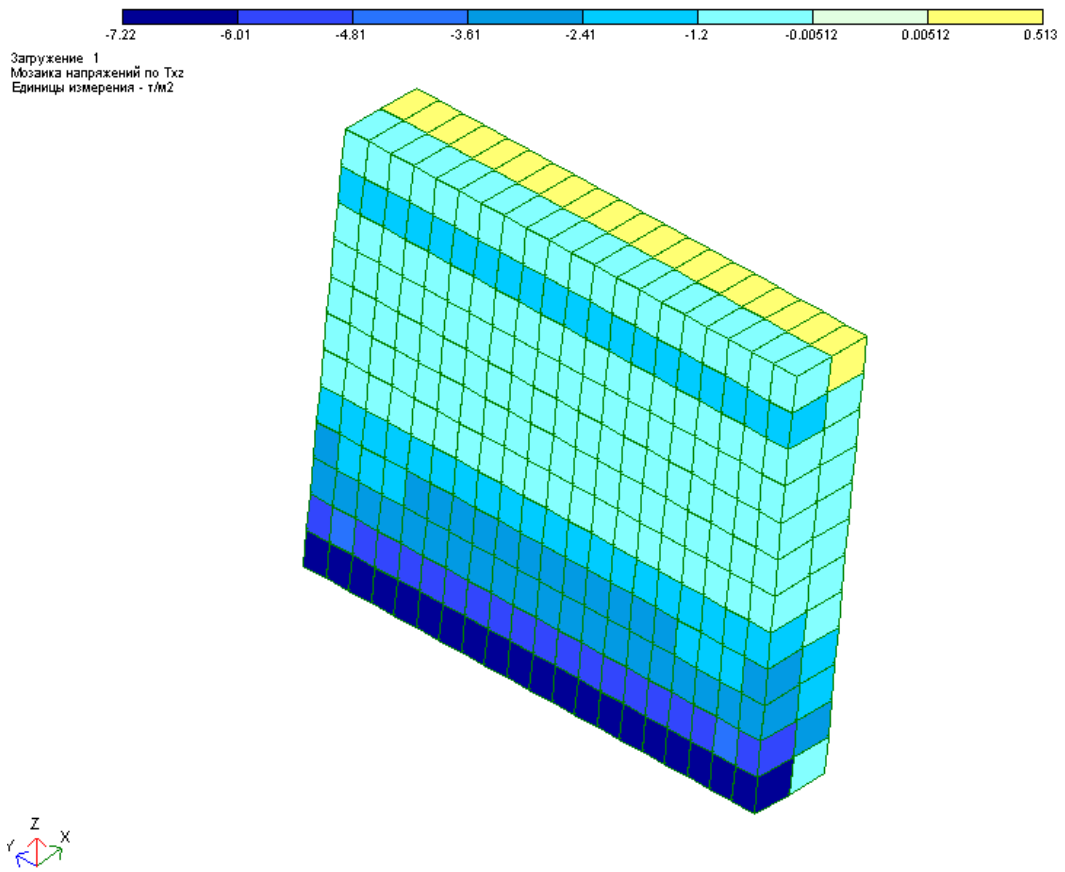


Рис. 12

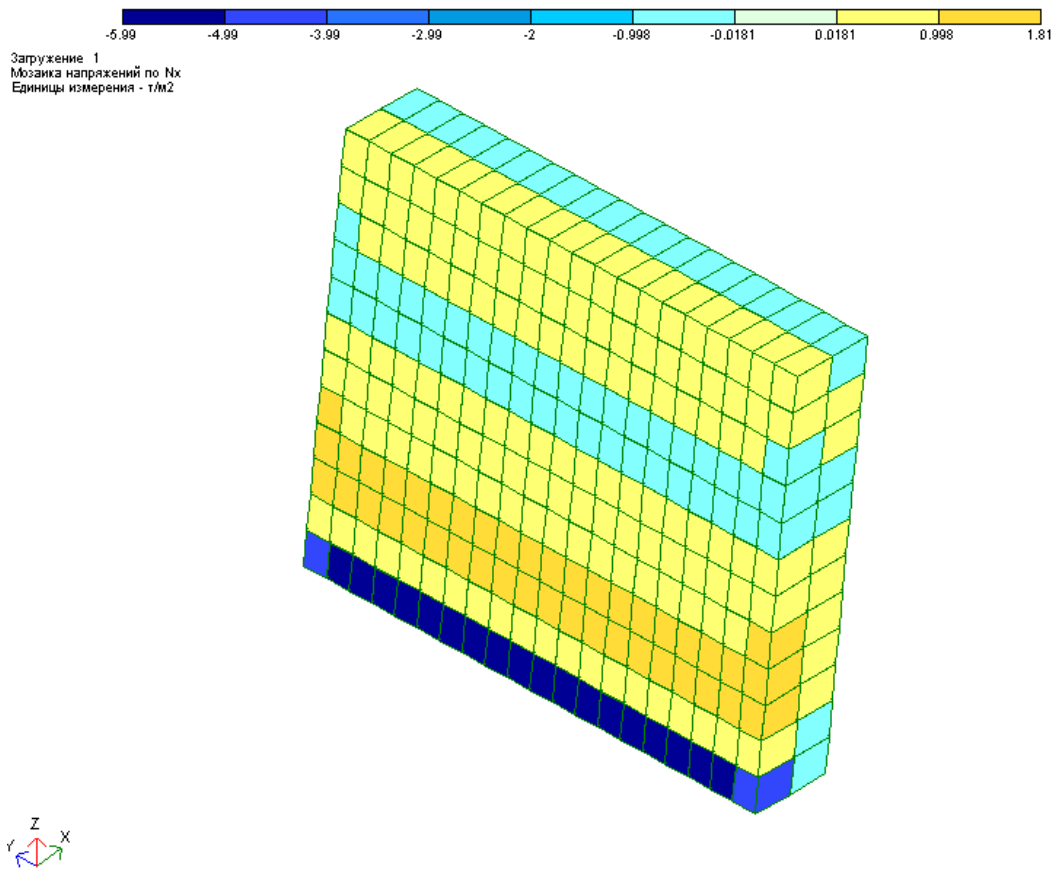


Рис. 13

напряжение намного меньше по величине, чем напряжение сдвига, что подтверждает правильность выбора схемы расчета шва на срез. Дополнительно проверим прочность шва по косо́й штрабе. Допускаемое главное напряжение в данном случае

$$R_{nv} = 1,2 \text{ кг/см}^2 \cdot 0,75 \cdot 0,7 = 0,63 \text{ кг/см}^2.$$

Максимальное главное растягивающее напряжение, определяемое с помощью модуля ЛИТЕРА, составляет 2,8 т/м². По главным напряжениям требование прочности шва выполняется:

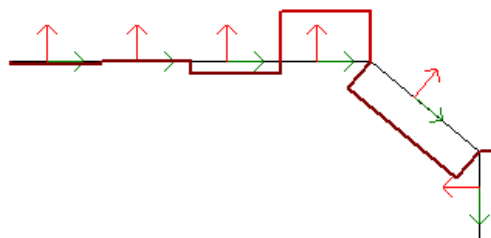
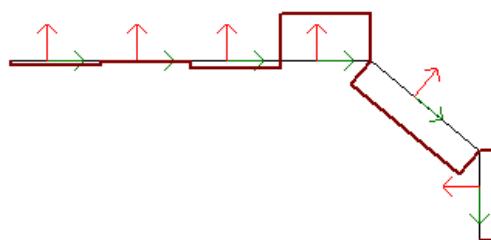
$$2,8 \leq 6,3.$$

Итак, даже без армирования пояса он способен выдержать заданную нагрузку без разрушения.

Замечание. Моделирование НДС шва как части монолитной конструкции предполагает подготовку поверхности стены очисткой и насечками.

Оценка нагрузки на анкер при совместной работе с бетоном. Для грубой оценки нагрузок, передаваемых на анкер при отсутствии повреждений бетонной конструкции, описанная выше модель дополнена двумя стержнями Ø14 с модулем упругости $E = 2 \cdot 10^7 \text{ т/м}^2$ (файл новой модели пояс.lir). Стержни размещены по вертикальной плоскости симметрии конструкции. Эпюры поперечных сил в этих стержнях показаны на рис. 14. Можно видеть, что поперечная сила в сечении возле шва со стороны стены составляет менее 1 кг,

Загружение 1
Эпюра Qz
Единицы измерения - т



Z
↑
X
Минимальное усилие -8.45142e-005
Максимальное усилие 9.11188e-005

Рис. 14

т. е. анкеры в неповрежденной монолитной конструкции не работают и служат только для исключения возможности прогрессирующего разрушения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, 1984.