

Зазначимо, що викладений процес послідовних наближень має швидку збіжність. Приклади добору перерізів в кожному із розглянутих випадків наводяться нижче.

Розрахункові внутрішні сили для сталебетонного елемента мають значення: $M=74.3$ тсм і $N=150$ тс. На першому кроку, знаючи значення параметрів функціонального зв'язку, обчислюємо $M_{max}=218,17 \times 74,3^{0.360}$, $N_T=3,76 \times 74,3^{0.73}$, $N_c=5444,34 \times 74,3^{-0.93}$. За цими значеннями обчислюємо ексцентриситети $e_c=M_{max}/N_c=0,903$ м, $e=74,3/150=0,495$. Оскільки $e < e_c$, то $M_d=81,05$ тсм, $N_d=163,63$ тс.

Далі визначаємо коефіцієнт запасу $n=M_d/M=1,091$. На іншому кроку обчислюємо $M_T=74,3/1,091=68,11$ тс і знаходимо відповідні йому значення M_{max} , N_T , N_c , n , M_T . І так робимо кілька наближень поки коефіцієнт запасу не буде дорівнює 1. У нашому випадку розрахунок закінчений при $n=1,008$, $M_{max}=78,13$ тсм, $N_T=111$ тс, $N_c=974,32$ тс, $M_d=74,92$ тсм, $N_d=151,25$ тс, цим граничним значенням відповідають розміри перерізу сталебетонного елемента – $500 \times 500 \times 6$ мм.

Аналогічний розрахунок робимо і для іншого перерізу. Розрахункові внутрішні сили для сталебетонного елемента мають значення: $M=151$ тсм і $N=153$ тс. Знаючи значення параметрів функціонального зв'язку, вихислюємо $M_{max}=12,489 \times 151^{0.560}=207,46$ тсм, $N_T=416,569 \times 151^{0.261}=1546,25$ тс, $N_c=187,723 \times 151^{0.061}=254,46$ тс. За цими значеннями обчислюємо ексцентриситети $e_c=M_{max}/N_c=0,816$ м, $e=151/153=0,987$. Оскільки $e > e_c$, то $M_d=194,99$ тсм, $N_d=197,58$ тс.

Коефіцієнт запасу $n=M_d/M=1,26$. На іншому кроку обчислюємо $M_T=151/1,26=119,62$ тсм і знаходимо відповідні йому значення $M_{max}=180,0$ тсм, $N_T=1446,47$ тс, $N_c=250,56$ тс, $M_d=158,27$ тсм, $N_d=160,05$ тс, $n=1,039$, $M_T=114,13$ тсм. Робимо друге наближення: $n=0,89$, $M_{max}=127,96$ тсм, $N_T=1233,57$ тс, $N_c=241,47$ тс, $M_d=135,59$ тсм, $N_d=137,39$ тс. Граничним значенням (приймаємо при $n=1,04$) відповідають розміри перерізу сталебетонного елемента – $800 \times 500 \times 6$ мм.

Результати одержані в процесі розрахунків співпадають с результатами одержаними за графіками (дивись рис.2).

Висновки

Таким чином, на підставі проведених досліджень можна зробити наступний висновок: маючи значення зусиль (згинальний момент і позовжня сила) у перерізі і набір діаграм несучої здатності сталебетонного елемента прямокутного перерізу можна не виконуючи складних вчислень підібрати розміри поперечного перерізу сталебетонного стержня і зробити оцінку несучої здатності каркасу промислової будівлі.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Расчет сталебетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при изгибе и внецентренном сжатии.// Изв. вузов. Строительство. № 1, 1992. С. 6 – 10.

2. Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения: Дис... д-ра. тех. наук: 05.23.01 / ВИСИ. – М., 1985. – 300 с.
3. Стороженко Л.И., Плахотный П.И., Черный А.Я. Расчет трубобетонных конструкций. – Киев: Будівельник, 1991. – 120 с.
4. Стороженко Л.И., Пенц В.Ф. Несучі трубобетонні конструкції в промислових і цивільних будівлях: Зб. наук. праць. Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2003. – С. 39-44.
5. Грушко И.М., Ильин А.Г., Чихладзе Э.Д. Повышение прочности и выносливости бетона. – Харьков: Вища школа, 1986. – 152 с.
6. Головка Г. Дослідження центрально стиснутих елементів виготовлених з сталевих труб квадратного перерізу заповнених бетоном: Зб. наук. статей. Стале залізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. – Кривий Ріг, 1998. – С. 65-68.
7. Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондаренко А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Учебное пособие. – Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.
8. Чихладзе Э.Д., Черненко М.Г. Спрощена діаграма граничних станів сталебетонного елемента в задачах оптимізації стержневих конструкцій.// Зб. наук. праць. Будівельні конструкції. Вип. 59. Київ: НДІБК, 2003. С. 310 – 317.
9. Демидович Б.П., Марон И.А., Шувалов Э.З. Численные методы анализа. – М.: Физматгиз, 1963. – 400 с.

УДК 624.012:35.539.38

ЧИСЛЕННЫЕ РАСЧЕТЫ БРУСКОВЫХ КОЛОНН НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

Е.Ф. Орел инж., А.Н. Петров инж.

*Украинская государственная академия железнодорожного транспорта,
г. Харьков*

Постановка проблемы. Расчет квадратных и прямоугольных бетонных колонн с внешним уголковым армированием (брусковых конструкций) на центральное сжатие и сравнение результатов расчета с экспериментальными исследованиями.

Анализ последних исследований. Изучение существующих методов расчета брусковых конструкций показало, что в предложенных методиках расчета брусковых колонн на сжатие отсутствует точная универсальная формула для всех случаев, которая учитывала бы анизотропию конструкции, работу хомутов при разных шагах для выявления эффекта обоймы и отношения сторон поперечного сечения конструкций при различных схемах приложения нагрузки на колонну.

Выделение нерешенных ранее частей. Ранее не было предложено методов расчета брусковых конструкций, учитывающих совместную работу бетонного ядра и стальной обоймы, их контактное взаимодействие, а также работу бетона в условиях объемного напряженного состояния и повышение его прочности за счет эффекта обоймы.

Формулировка целей. Расчет брусковых колонн на центральное сжатие с учетом особенностей их работы и сравнение расчетных данных с проведенными ранее экспериментальными исследованиями.

Брусковые конструкции впервые были разработаны Киевским отделением Теплоэлектропроекта (Киев ТЭП), и испытаны при строительстве главного корпуса Киевской ТЭЦ-5 [1].

Брусек представляет собой бетонный брус квадратного или прямоугольного поперечного сечения, армированный по углам внешней арматурой из прокатных уголков, соединенных между собой поперечными стержнями – хомутами (рис.1), которые привариваются точечной или электросваркой к внутренним граням уголков с помощью предварительно высаженных головок.

За несколько лет Киевским отделением Теплоэлектропроекта были запроектированы, а трестами Южэнергострой, Севкавгидроэнергострой и Донбассэнергострой введены в эксплуатацию с каркасами из брусковых конструкций Киевская ТЭЦ-5, Ставропольская, Запорожская и Угледорская ГРЭС. Наиболее сложными по габаритам и нагрузкам были каркасы главных корпусов Запорожской и Угледорской ГРЭС, где устанавливаются машины по 800 тыс. кВт. В этих же каркасах брусковые колонны, высотой до 65 м несут нагрузку до 5 тыс. т [2]. На брусковые колонны на отметке 65 м опираются хребтовые балки, к которым подвешен котел, массой 16 тыс. т.

Брусковый каркас запроектирован таким образом, что все вертикальные нагрузки от ферм покрытий, подкрановых балок, ригелей деаэрационной, хребтовых балок, распорок, связей передаются центрально на ветви двух и трехветвевых колонн.

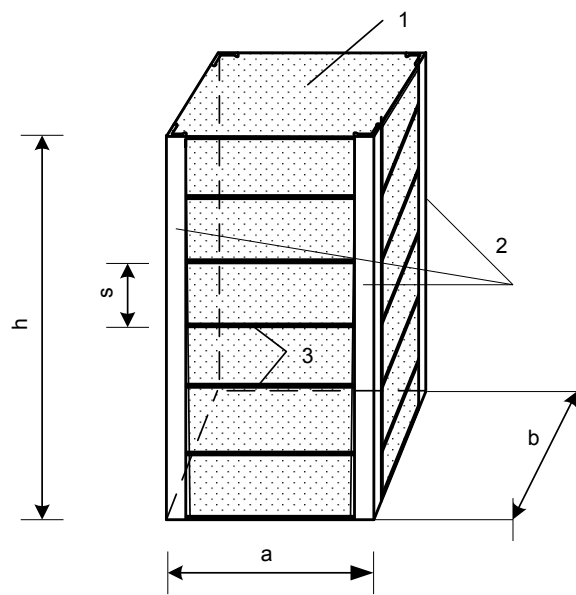


Рис. 1. Схема конструкции бруска.

Конструкция брусковой колонны внутренне статически неопределима. Статическая неопределимость сталебетонной колонны обусловлена комплексностью сечения, которое включает в себя бетонное ядро и стальную обойму. Раскроем статическую неопределимость рассматриваемой конструкции методом сил. В состав основной системы включим два контактирующих между собой элемента брусковой колонны - стальную обойму и бетонное ядро. За неизвестные примем силы контактного взаимодействия.

Для дальнейшего анализа работы брусковой конструкции воспользуемся следующим подходом. Выделим из рассматриваемой колонны объемный сталебетонный элемент с размерами поперечного сечения a и b , высотой равной расстоянию между двумя соседними хомутами s . Рассмотрим стальную обойму и ядро отдельно. За неизвестные примем силы контактного взаимодействия X_1, X_2, \dots, X_n . Расчетная схема показана на рис. 2.

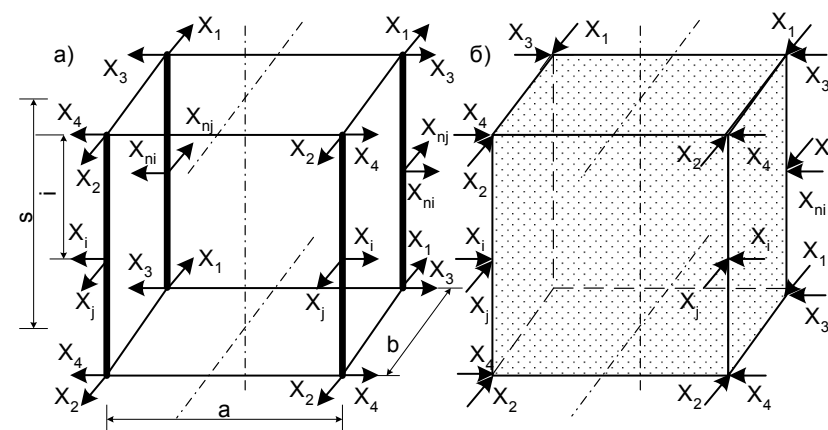


Рис. 2. Расчетные схемы обоймы (а) и ядра (б).

Силы контактного взаимодействия, действующие между бетонным ядром и стальной обоймой, определим из условий равенства перемещений на границе контакта. Запишем эти условия в виде систем канонических уравнений метода сил (1).

$$A \cdot \bar{X} = -\bar{R}, \quad (1)$$

где

$$A = \begin{Bmatrix} (\delta_{11} - \delta_{11}^*)(\delta_{12} - \delta_{12}^*) \dots (\delta_{1n} - \delta_{1n}^*) \\ (\delta_{21} - \delta_{21}^*)(\delta_{22} - \delta_{22}^*) \dots (\delta_{2n} - \delta_{2n}^*) \\ \dots \dots \dots \dots \\ (\delta_{n1} - \delta_{n1}^*)(\delta_{n2} - \delta_{n2}^*) \dots (\delta_{nn} - \delta_{nn}^*) \end{Bmatrix}; \quad (2)$$

$$\bar{X} = \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \dots \\ X_n \end{Bmatrix}; \quad \bar{R} = \begin{Bmatrix} \Delta_{1C} - \Delta_{1C}^* \\ \Delta_{2C} - \Delta_{2C}^* \\ \dots \\ \Delta_{nC} - \Delta_{nC}^* \end{Bmatrix}. \quad (3)$$

В формулах (2) и (3) приняты следующие обозначения. Элементы $(\delta_{ki} - \delta_{ki}^*)$ матрицы А представляют собой разности поперечных перемещений точки k стальной обоймы и бетонного ядра от единичных сил. Элементы $(\Delta_{kC} - \Delta_{kC}^*)$ матрицы столбца R – разности поперечных перемещений стальной обоймы и бетонного ядра от заданных смещений.

Определив перемещения в бетонном ядре и стальной обойме, от единичных сил и от внешней нагрузки или заданных смещений, заполняем матрицы (2,3) и решаем систему уравнений (1). Решив систему, получим контактные силы X_i , действующие между ядром и обоймой. Зная контактные силы, можем определить несущую способность брусковых колонн.

Более подробно методика и алгоритм определения несущей способности рассматриваемых конструкций описаны в [3,4].

В статье [5] были описаны результаты экспериментальных исследований брусковых колонн. Названные конструкции были поделены на 8 серий:

1 серия МКМ 200-10 – брусковые колонны с размерами поперечного сечения 125×125мм, прочностью бетонного ядра 21.79МПа и шагом хомутов 100мм;

2 серия МКМ 200-5 – брусковые колонны с размерами поперечного сечения 125×125мм, прочностью бетонного ядра 21.79МПа и шагом хомутов 50мм;

3 серия МКМ 300-5 – брусковые колонны с размерами поперечного сечения 125×125мм, прочностью бетонного ядра 15.25МПа и шагом хомутов 50мм;

4 серия МКМ 400-5 – брусковые колонны с размерами поперечного сечения 125×125мм, прочностью бетонного ядра 34.72МПа и шагом хомутов 50мм;

5 серия БКМ 200-10 – брусковые колонны с размерами поперечного сечения 125×188мм, прочностью бетонного ядра 21.31МПа и шагом хомутов 100мм;

6 серия БКМ 200-10 – брусковые колонны с размерами поперечного сечения 125×188мм, прочностью бетонного ядра 21.31МПа и шагом хомутов 50мм;

7 серия БКМ 300-5 – брусковые колонны с размерами поперечного сечения 125×188мм, прочностью бетонного ядра 12.53МПа и шагом хомутов 50мм;

8 серия БКМ 400-5 – брусковые колонны с размерами поперечного сечения 125×188мм, прочностью бетонного ядра 25.81МПа и шагом хомутов 50мм.

Для квадратных образцов с размерами поперечного сечения 125 × 125 мм применялись равнополочные уголки 25 × 25 × 4 мм, а для прямоугольных образцов с размерами поперечного сечения 125 × 188 мм – равнополочные уголки 32 × 32 × 4 мм. Хомуты были изготовлены из проволоки стандартного периодического профиля, класса Вр-1, диаметром 4мм.

По предложенной методике были численно рассчитаны брусковые колонны с геометрическими и механическими характеристиками, аналогичными опытными образцам. С помощью данного расчета получены величины разрушающей нагрузки. Сравнение величин экспериментальной и теоретической несущей способности рассматриваемых конструкций приведено в таблице 1.

Таблица 1

Сравнение опытных и теоретических значений разрушающей нагрузки брусковых колонн при центральном сжатии

№ серии	Nтеор., кН	Nоп., кН	Δ, %
1	580	580	0
2	600	600	0
3	470	460	2.1
4	820	820	0
5	850	810	4.7
6	870	910	4.6
7	620	610	1.6
8	990	1050	6.1

Сравнительный анализ теоретических и экспериментальных исследований показывает следующее. Экспериментальные образцы 3 и 7 серий теряли несущую способность вследствие разрушения бетонного ядра. Расчет показал, что в бетонном ядре напряжения достигают предельных значений раньше, чем в обойме предела текучести. В образцах остальных серий, согласно расчету, текучесть в уголках обоймы предшествует разрушению бетонного ядра. Следует также отметить, что в образцах 1, 2, 5 и 6 серий значение напряжений в бетоне в момент разрушения было близким к предельному значению. Экспериментальные исследования показали то же самое.

Выводы. Как видно из таблицы, расхождения в значениях опытной и теоретической разрушающей нагрузки не превышают 6.1 %. Это говорит о хорошей сходимости результатов расчета и эксперимента.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Сапожников В.Ф. “Брусковые” сборные железобетонные конструкции в теплоэнергетическом строительстве // Промышленное строительство. – 1974. -№1. – С. 26-29.
2. Переяславцев Н.А. Брусковые конструкции с внешним армированием

- уголками // Промышленное строительство. – 1979. -№10. – С. 13-14.
3. Чихладзе Е.Д., Петров А.М. Дослідження роботи брускових елементів при осовому та позacentровому стиску. // Зб.наук.пр. - Харків: ХарДАЗТ, 2000. Випуск 42, - С. 85-89.
 4. Кобзева Е.Н., Петров А.Н. Модель и методика исследования нелинейного деформирования брусковых конструкций. // Зб. наук. пр. Луганського державного аграрного Університету. Серія: Технічні науки. - Луганськ, 2004.-Вип. №49/52 – С. 15-21.
 5. Петров А.Н. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния бетонных колонн с внешним армированием уголками. // Вісник наукових праць Рівненського державного технічного університету. Збірник наукових праць. Випуск 3. – Рівне, 1999. – С. 238-242.

УДК 69.06:658.0.12.2

ОБОСНОВАНИЕ ГРАНИЦЫ ДОПУСТИМОГО РИСКА В ВЫБОРЕ ВЕЛИЧИНЫ СМЕТНОЙ СТОИМОСТИ И ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ ПРИ ЗАКЛЮЧЕНИИ КОНТРАКТА

И.Д. Павлов проф, д.т.н., Н.А. Данкевич аспирант

Запорожская государственная инженерная академия, г. Запорожье

Постановка проблемы: С переходом на рыночные условия хозяйствования субъекты договоров подряда на строительство получили широкие возможности самостоятельно регламентировать договорные отношения при выполнении работ и оказании услуг в инвестиционно-строительной сфере. Вместе с тем, при заключении договоров их участники сталкиваются с рядом рисков. При заключении договора подряда на строительство объекта заказчик и подрядчик преследуют принципиально противоположные цели - заказчик стремится снизить цену, а подрядчик - увеличить ее. Поэтому управляющему органу необходимо предусмотреть такие договорные значения продолжительности и стоимости проекта, которые с допустимой степенью избыточности смогли бы ограничить объективно существующее разнообразие неприемлемых исходов строительства. Прежде чем заключить контракт, строительная фирма должна решить, какую величину убытка и с какой вероятностью она согласится понести в результате заданного разнообразия состояния системы, т.е. определить границу допустимого риска в выборе величины продолжительности и стоимости строительства при выдвижении условий на тендере подряда.

Анализ последних исследований и публикаций: Анализ отечественных и зарубежных исследований в области системотехники и влияния факторов неопределённости при планировании производственно-экономической деятельности строительной организации показывает, что учесть это влияние, значит, строительная организация будет обладать необходимой производственно-экономической надёжностью, позволяющей

достичь поставленных целей [1,2,3,4,7]. В мировой практике управления проектами граница допустимого риска определяется возможностью потери всей прибыли с вероятностью 10%. Таким образом, перед подрядчиком стоит задача выбора договорных значений продолжительности и стоимости строительства с такой нормой избыточности, которая с вероятностью 10% допускала бы возможные потери строительной фирмой и планируемой прибыли.

Решению отдельных вопросов этой проблемы посвящены работы Асаула А.Н., Афанасьева В.А., Вечерова В.Т., Винера Н., Гусакова А.А., Гумбы Х.М., Кириноса В.М., Колмагорова А.Н., Опарина С.Г., Павлова И.Д., Радкевича А.В. Тяна Р.Б., Уварова Е.П., Шеннона К., Р. Эшби.[2,5,6,7] Вместе с тем существует ряд вопросов, требующих дальнейшего теоретического и практического решения. В этой связи необходима разработка новых методов и совершенствование уже существующих.

Формирование цели: Обоснование границы допустимого риска в выборе величины сметной стоимости и продолжительности при заключении контракта.

Основная часть исследования Если инвестору требуется такая продолжительность строительства, что вынуждает подрядчика к максимально-возможной интенсивности освоения сметной стоимости, естественно при существующем ограничении на ресурсы, то в этом случае количество управляющих параметров по повышению надёжности получения прибыли, которыми располагает орган управления, уменьшается за счёт интенсивности потребления ресурсов, поскольку количество используемых ресурсов на (i, j) – ой работе является строго определённой (а именно: максимально-возможной) величиной. Поэтому управляющему органу необходимо предусмотреть такие значения оставшихся параметров, в частности T_a, C_a , которые с достаточной степенью избыточности смогли бы ограничить разнообразие неприемлемых фактических значений T_ϕ и C_ϕ при достижении поставленных целей.

Пусть в результате анализа возможных условий реализации проекта экспертной системой строительной фирмы получены плотности распределения $P(T), P(C)$ и статистические функции распределений $F(T), F(C)$ величины T и C .

Таким образом, строительная система характеризуется определённым разнообразием возможных состояний её характеристик продолжительности и стоимости. [7]

При этом временная энтропия системы вычисляется по формуле:

$$H_{tm} = - \int_{T_{\min}}^{T_{\max}} \delta(T) \log_2 \delta(T) dT \quad (1)$$

а стоимостная энтропия – по формуле:

$$H_{\tilde{m}} = - \int_{\tilde{N}_{\min}}^{\tilde{N}_{\max}} \delta(\tilde{N}) \log_2 \delta(\tilde{N}) d\tilde{N} \quad (2)$$