

- 1 – зависимость для балки БД-1;  
 2 – зависимость для балки БД-2;  
 3 – зависимость для балки БД-3;  
 4 – зависимость для балки БД-4

Рис. 5. Зависимости «момент–кривизна» для балок при кратковременном действии нагрузки

**Заключение.** На основании изложенного можно сделать следующие выводы:

1. Разработанная методика и проведенные испытания сталежелезобетонных балок позволили получить данные об их НДС и несущей способности.
2. Величина разрушающего изгибающего момента для всех балок, предварительно загруженных длительной нагрузкой, при кратковременном действии нагрузки колеблется в пределах 14% (максимальное значение для балки БД-2 составляет  $M = 40,7$  кН·м, а

минимальное, для балки БД-1 –  $M = 35,8$  кН·м). Некоторое увеличение несущей способности балок, предварительно нагруженных длительной нагрузкой, по отношению к балкам, испытанным только при кратковременном действии нагрузки, можно объяснить увеличением прочности бетона балок во времени и при выдерживании под нагрузкой.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Сооружения транспорта. Мосты и трубы. Правила проектирования: ДБН В.2.3-14:2006 / Минстрой Украины. – К.: Минстрой Украины, 2006. – 359 с.
2. Конструкции зданий и сооружений. Сталежелезобетонные конструкции. Основные положения: ДБН В. 2.6-160:2010 / Минрегионстрой Украины. – К.: Минрегионстрой Украины, 2011. – 55 с.
3. Конструкции зданий и сооружений. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: ДБН В.2.6-98:2009 / Минрегионстрой Украины. – К.: Минрегионстрой Украины, 2011. – 71 с.
4. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы "σ–ε" бетона при кратковременном сжатии / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1985. – 16 с.
5. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 24 с.
6. Голоднов, К.А. Диаграмма «момент–кривизна» сталебетонных балок при знакопеременном нагружении // Строительные конструкции: Межведом. научн.-техн. сб. / НИИСК. – К.: НИИСК, 2004. – Вып. 60. – С. 622–626.
7. Голоднов К.А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных балок при повторных и знакопеременных нагружениях / К.А. Голоднов, А.Н. Бамбура / Строительные конструкции: Межведом. научн.-техн. сб. / НИИСК. – К.: НИИСК, 2007. – Вып. 67. – С. 134–147.

Материал поступил в редакцию 30.10.13

#### GOLODNOV K.A., BAMBURA A.N. Technique and results of pilot studies of stalezhelezobetonny beams at long sign-variable loading

The objective of the work is realization of complex researches of the tensely-deformed state and bearing strength of steel-concrete beams at the infrequently repeated and alternating-sign modes of loading conditions at the protracted and brief action of loading.

Steel-concrete constructions are effectively used as elements of strengthening and replacement of ceiling. It is assisted by good compatibility of materials: steel profiles can be applied not only as bearing elements but also as elements of formwork for the reinforced concrete.

The procedure and results of experimental researches of steel-concrete beams and auxiliary specimens are cited. The conducted researches allowed setting the behaviour patterns of steel-concrete beams and estimating the influence degree of different kinds infrequently repeated and alternating-sign modes of loading conditions on the tensely-deformed state and bearing strength.

УДК 69.032.6

Черноиван А.В., Черноиван Н.В.

### РАСЧЕТ ВРЕМЕННЫХ НЕИНВЕНТАРНЫХ ЗДАНИЙ НА ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ ПО ЕВРОПЕЙСКИМ НОРМАМ

**Введение.** В последнее время наметилась устойчивая тенденция существенного роста строительства жилых и общественных зданий, основные несущие элементы которых (колонны, междуэтажные перекрытия) выполнены из монолитного железобетона.

Возведение несущих конструкций из монолитного железобетона является сложным комплексным строительным процессом, включающим в себя следующие простые технологические процессы: устройство опалубки; заготовка и монтаж арматуры; приготовление и транспортирование бетонной смеси; укладка и уплотнение бетонной смеси; уход за бетонной смесью; распалубка.

Все входящие в сложный комплексный строительный процесс

возведения несущих конструкций из монолитного железобетона простые технологические и организационно процессы связаны между собой в заготовительные и построчные.

В учебной литературе [1] изготовление арматурных изделий отнесено к заготовительным процессам, которые, как правило, выполняются на предприятиях строительной индустрии. Однако сегодня как показывает практика, на всех возводимых объектах с использованием монолитного железобетона изготовление арматурных изделий осуществляется на строительной площадке, т.е. является построчным процессом.

Одной из основных причин перевода технологического процесса

Черноиван Анна Вячеславовна, к.т.н., зам. декана строительного факультета, старший преподаватель кафедры экономики и организации строительства Брестского государственного технического университета.

Черноиван Николай Вячеславович, к.т.н., доцент кафедры сопротивления материалов и теоретической механики Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура

изготовления арматурных изделий при возведении зданий из монолитного железобетона из заготовительного процесса в построечный процесс является практически полный переход к строительству зданий по индивидуальным проектам.

Технологический процесс изготовления арматурных изделий для несущих конструкций (колонн, плит перекрытия) из монолитного железобетона включает следующие операции:

- резка прутков на заготовки;
- гибка арматурных заготовок;
- изготовление из заготовок плоских и пространственных каркасов.

Учитывая, что при возведении зданий из монолитного железобетона требуется большое количество арматурных изделий различного ассортимента (сетки, плоские и пространственные каркасы) и геометрических размеров, обеспечить требуемое качество строительной продукции и ритмичность всего комплексного строительного процесса возможно только при условии высокой степени механизации изготовления арматурных изделий на строительной площадке.

На сегодняшний день разработаны технологические схемы и определен перечень большого оборудования, позволяющие обеспечить высокую степень механизации изготовления арматурных изделий на строительной площадке.

Механизированная резка прутков арматуры на заготовки требуемой длины выполняется с помощью пресс-ножниц комбинированных. Наиболее распространенной является марка Н5222А, имеющая длину 1885 мм и высоту от фундамента – 1950 мм. Холодная гибка нарезанных заготовок арматуры выполняется на станке гибочном. Размеры наиболее часто применяемого станка гибочного модели СГА 40А следующие: 760×770×790 мм (h).

Согласно техническим паспортам, вышеречисленное технологическое оборудование не разрешается эксплуатировать на открытых площадках.

Учитывая изложенное выше, а также отсутствие в действующей номенклатуре временных зданий и сооружений, предназначенных для механизированного изготовления арматурных изделий на строительной площадке [2], разработка конструктивно-планировочного решения навеса для организации поста по изготовлению арматурных изделий является актуальной задачей.

**Конструктивно-планировочное решение навеса для изготовления арматурных изделий.** Исходными данными при проектировании навеса для изготовления арматурных изделий на строительной площадке являются:

- защита технологического оборудования от атмосферных осадков;
- обеспечение безопасных условий труда;
- создание микроклимата на рабочем месте, соответствующего санитарным нормам.

Ознакомление с организацией технологического процесса по изготовлению арматурных изделий для несущих конструкций (колонн, плит перекрытия) из монолитного железобетона на ряде объектов г. Бреста<sup>1</sup> позволило определить с основными геометрическими размерами и планировочным решением навеса по организации поста по изготовлению арматурных изделий.

#### Геометрические размеры навеса

**Длина навеса** принимается исходя из длины арматурных стержней, поставляемых с завода-изготовителя на строительную площадку. Как правило, длина стержней заводской поставки 8 м. Исходя из длины стержней заводской поставки, а так же учитывая, что нарезанные заготовки арматуры выносятся на площадку и складываются на стеллажах, рекомендуется длину навеса принять 9 м.

**Ширина навеса** определяется исходя из защиты технологического оборудования от попадания атмосферных осадков, а так же

обеспечения безопасных условий труда и с учетом требований [3] принята 4,8 м.

**Высоту навеса**, в целях обеспечения требований санитарных норм, рекомендуется принимать около 2,5 м.

#### Конструктивное решение навеса

Как показывает практика, в процессе возведения зданий из монолитного железобетона место расположения навеса для изготовления арматурных изделий на строительной площадке может меняться, т.е. навес перемещают. Учитывая это обстоятельство, рекомендуется узлы соединений конструктивных элементов навеса решать с применением разъемных нагельных соединений (саморезы, шурупы и др.) [4].

В качестве материала несущих элементов каркаса и кровли навеса рекомендуется применять местный не дефицитный материал – древесину. Для снижения трудозатрат на монтаж и демонтаж навеса, стены и кровлю целесообразно выполнять из листов металлического профнастила.

#### Расчет несущих деревянных элементов каркаса навеса.

**Сбор нагрузок от ветровых воздействий.** Учитывая, что, как правило, место расположения навеса для изготовления арматурных изделий на строительной площадке меняется не реже чем через 3...5 месяцев, основной нагрузкой, которую необходимо учитывать при проектировании временных зданий построечного изготовления, следует считать ветровые воздействия.

Мультипликативная модель определения характеристических значений ветровых нагрузок согласно ТКП EN 1991-1-4-2009 «Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия» позволяет учитывать неравномерность ветровой нагрузки по направлениям ветра, сезонность ветровых воздействий, а также требуемую годовую вероятность превышения, что позволяет оптимизировать геометрические параметры временных сооружений, снизив вероятность их отказа за срок эксплуатации.

Сбор нагрузок на несущие элементы каркаса навеса от ветровых воздействий выполним с учетом действующего на территории Республики Беларусь ТНПА [5].

Базовое значение скорости ветра  $V_b$  получим из выражения:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 22 = 22 \text{ (м/с)}, \quad (1)$$

где  $C_{dir}$  – коэффициент, учитывающий направление ветра, принимаем  $C_{dir} = 1,0$  для преобладающего в Республике Беларусь западного направления (сектор 10);

$C_{season}$  – сезонный коэффициент,  $C_{season} = 1,0$  для сооружений, эксплуатируемых свыше шести месяцев согласно срока строительства рассматриваемых объектов;

$V_{b,0} = 22 \text{ м/с}$  – основное значение базовой скорости ветра для климатических условий Республики Беларусь.

Среднюю скорость ветра  $V_m(z)$  на высоте  $z$  над уровнем земли определим из базового значения скорости с учетом типа местности и орографии:

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot V_b, \quad (2)$$

где  $c_r(z)$  – коэффициент, учитывающий тип местности:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ при } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}; \quad (3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ при } z \leq z_{\min}, \quad (4)$$

здесь  $k_r$  – коэффициент местности, вычисляемый по формуле:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}, \quad (5)$$

где  $z_{0,II} = 0,05 \text{ м}$  для типа местности II, согласно параметрам которого определяется основное значение базовой скорости ветра  $V_{b,0}$  [5, табл. 4.1];

$z_{\min}$  – минимальная высота, определяемая по [5, табл. 4.1];

$z_{\max} = 200 \text{ м}$ ;

<sup>1</sup> «Четыре жилых многоквартирных дома без повышенной комфортности со встроенными помещениями торгово-общественного назначения по ул. Московской»; «Уплотнение квартала жилой застройки в районе технического университета с привязкой многоквартирного жилого дома со встроенными помещениями общественного назначения по ул. Богданчука».

$c_o(z)$  – орографический коэффициент.

Ввиду того, что здания из монолитного железобетона возводятся, как правило, в существующей городской застройке при учете ветровых нагрузок принимаем III тип местности [5, табл. 4.1]:

$$k_r = 0,19 \left( \frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215;$$

$$c_r(2,5) = 0,215 \ln \left( \frac{5,0}{0,03} \right) = 0,606$$

при  $z = 2,5$  (м) <  $z_{\text{мин}} = 5$  (м).

Согласно [5, п. 4.2(2)], средняя скорость ветра  $v_m(z)$  может определяться с учетом годовой вероятности превышения  $p$  умножением базового значения скорости ветра  $v_b$  на вероятностный коэффициент  $c_{\text{prob}}$ , определяемый по формуле:

$$c_{\text{prob}} = \left\{ \frac{1 - K \cdot \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K \cdot \ln[-\ln(0,98)]} \right\}^n, \quad (6)$$

где  $K$  – параметр формы, зависящий от коэффициента вариации распределения экстремальных значений,  $K = 0,2$  (НП.2.6 [5]);

$n$  – экспонента,  $n = 0,5$  (НП.2.6 [5]).

Вероятностный коэффициент для периода повторяемости, равного полутора годам, для максимального срока строительства рассматриваемых объектов, будет равен:

$$c_{\text{prob}} = \left\{ \frac{1 - 0,2 \ln[-\ln(1 - 0,67)]}{1 - 0,2 \ln[-\ln(0,98)]} \right\}^{0,5} = 0,742.$$

Пиковое значение скоростного напора  $q_p(z)$  на высоте  $z = h = 2,5$  м, включающее средние и пульсационные изменения скорости, определим по формуле:

$$q_p(z) = \left[ 1 + 7I_v(z) \right] \cdot \frac{1}{2} \rho \cdot v_m^2(z), \quad (7)$$

где  $I_v(z)$  – интенсивность турбулентности на высоте  $z$ , равная отношению стандартного отклонения турбулентности к средней скорости ветра:

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{при } z_{\text{мин}} \leq z \leq z_{\text{макс}}; \quad (8)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\text{мин}}) \quad \text{при } z \leq z_{\text{мин}}; \quad (9)$$

где  $k_i$  – коэффициент турбулентности, рекомендуемое значение  $k_i = 1,0$ ;

$\rho$  – плотность воздуха, определяемая в зависимости от высотной отметки местности, температуры и барометрического давления (рекомендуемое значение  $\rho = 1,25$  кг/м<sup>3</sup>).

$$I_v(2,5) = \frac{1}{\ln(5,0/0,3)} = 0,355 \quad \text{при } z = 2,5 \text{ (м)} < z_{\text{мин}} = 5 \text{ (м)}.$$

$$q_p(2,5) = \left[ 1 + 7 \cdot 0,355 \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \times \times (0,742 \cdot 22,0 \cdot 0,606)^2 = 0,21 \text{ (кПа)}.$$

Рассмотрим два варианта приложения ветровой нагрузки.

1. Нагрузка учитывается как на вертикальные стены прямоугольного в плане здания с плоским покрытием с наветренной закрытой стороной поста по заготовке арматуры [5, рис. 7.5...7.6].
2. Нагрузка учитывается как на огражденный с подветренной стороны отдельно стоящий навес [5, рис. 7.15].

Для первого варианта приложения ветровой нагрузки значения аэродинамического коэффициента внешнего давления для вертикальных стен прямоугольных в плане зданий в соответствии с п. 7.2.2 [5] при  $h/d = 2,5/4,8 = 0,52$  согласно интерполяции значений  $c_{pe,10}$ , используемых для расчета конструкций, будут рав-

ны: для зоны  $D$   $c_{pe,10} = +0,736$ ; для зоны  $A$   $c_{pe,10} = -1,2$ ; для зоны  $B$   $c_{pe,10} = -0,8$ .

Согласно п. 7.2.4 [5] значения аэродинамических коэффициентов внешнего давления для односкатного покрытия ( $\alpha = 5^\circ$ ) здания навеса при  $e = 5$  м  $\{e = \min(b, 2h)\}$  составят: для зоны  $F$   $c_{pe,10} = -1,7$ ; для зоны  $G$   $c_{pe,10} = -1,2$ ; для зоны  $H$   $c_{pe,10} = -0,6$ .

Для второго варианта приложения нагрузки величины аэродинамического коэффициента [5, п. 7.3] для отдельно стоящего навеса будут равны: для зоны  $A$   $c_{pe,10} = -1,6$ ; для зоны  $B$   $c_{pe,10} = -2,2$ ; для зоны  $C$   $c_{pe,10} = -2,6$ .

Рассчитаем ветровую нагрузку, приходящуюся на погонную единицу длины  $W$  (кН/м) с использованием величины пролета  $s = 3,0$  м. Полученные значения нагрузки для обоих вариантов загрузки приведены на рисунке.

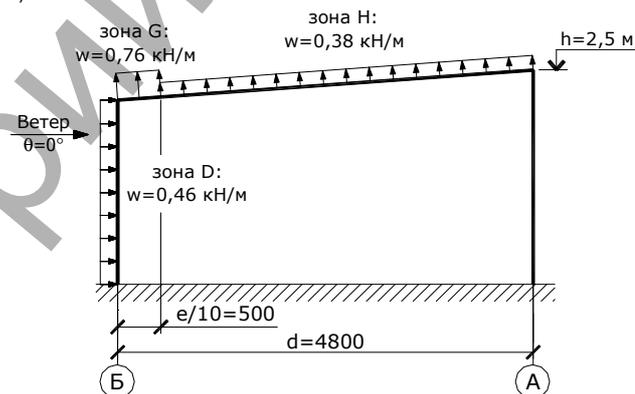
В случае выбора оптимального для климатических условий Республики Беларусь расположения поста для изготовления арматуры на строительной площадке, а также срока его эксплуатации, не превышающей три месяца, базовое значение скорости ветра будет равно:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 0,71 \cdot 0,80 \cdot 22 = 12,5 \text{ (м/с)},$$

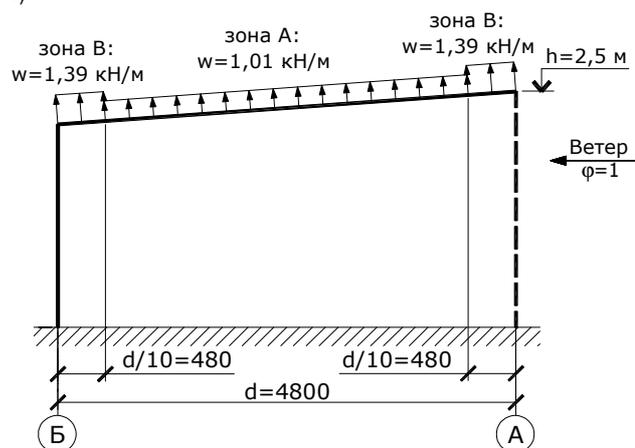
где  $c_{dir} = 0,71$  – минимальное допустимое значение коэффициента, учитывающего направление ветра, для Республики Беларусь (сектор 2) согласно [5, п. НП.2.4];

$c_{season} = 0,8$  для временных неинвентарных сооружений, эксплуатируемых в период производства работ с июня по август для климатических условий Республики Беларусь [6, табл. 3.3].

а)



б)



а – первый вариант загрузки; б – второй вариант загрузки  
**Рис. 1.** Схема распределения ветровой нагрузки для поста по заготовке арматуры

Учет коэффициентов [5, 6], используемых в мультипликативной модели расчета значений ветровых нагрузок, позволяет уменьшить пиковое значение скоростного напора для проектируемого навеса

для изготовления арматурных изделий, до величины  $q_p'(2,5) = [1 + 7 \cdot 0,355] \cdot 1/2 \cdot 1,25 \cdot (0,742 \cdot 12,5 \cdot 0,606)^2 = 0,07$  (кПа) снизив, тем самым, ветровую нагрузку  $w$ , приходящуюся на погонную единицу длины, в три раза по сравнению с полученным выше значением  $q_p(2,5) = 0,21$  (кПа).

**Определение расчетных значений усилий, действующих в несущих элементах каркаса навеса.** На основании полученных схем распределения ветровой нагрузки (см. рис.) был выполнен статический расчет поперечной рамы навеса. Для статического расчета применялся программный комплекс, основанный на методе конечных элементов. Сопряжения ригеля со стойками и стоек с нижележащими элементами в расчетной схеме принимались шарнирными.

Действующие максимальные усилия в стойках и ригеле навеса, полученные в результате статического расчета, приведены в таблице 1.

Таблица 1. Максимальные усилия в элементах навеса

Вариант загрузки	Стойка		Ригель	
	N, кН	M, кНхм	N, кН	M, кНхм
1	1,08	0,56	-0,11	1,12
2	2,60	0,50	-0,04	2,96

**Подбор поперечного сечения несущих деревянных элементов каркаса навеса.** Подбор поперечного сечения стойки выполняется как растянуто-изогнутого элемента, а ригель, ввиду незначительных сжимающих усилий, рассматриваем как изогнутый элемент.

Конструирование (подбор поперечных сечений) стоек и ригеля несущего каркаса навеса выполнено согласно методике, приведенной в ТКП EN 1995-1-1-2009.

Расчетное значение  $X_d$  прочностных характеристик древесины согласно (2.14) вычисляется по выражению:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (10)$$

где  $X_k$  – нормативная величина прочностной характеристики;

$\gamma_m$  – частный коэффициент свойств материала;

$k_{mod}$  – коэффициент модификации, учитывающий эффект длительности нагрузки и содержание влаги.

Учитывая рекомендации СТБ EN 338-2011 «Древесина конструкционная. Классы прочности» [8] примем для стоек и ригелей хвойную древесину класса прочности С24. Согласно таблице 1 [8] характеристическое значение прочности древесины равно:

- при изгибе  $f_{m,k} = 24$  МПа;
- при растяжении вдоль волокон  $f_{t,0,k} = 14$  МПа.

В соответствии с таблицами НП.2.1 и НП.2.2 [7] ветровая нагрузка относится к *кратковременному* классу воздействия нагрузки.

С учетом данных таблицы НП.2.2а [7] несущие конструкции навеса могут быть отнесены к 3 классу эксплуатации.

Согласно таблице НП.2.3 [7] для древесины сосны класса прочности С24 частный коэффициент свойств материала равен:

- при изгибе  $\gamma_m = 1,22$ ;
- при растяжении вдоль волокон элементов из цельной древесины  $\gamma_m = 1,4$ .

Для третьего класса эксплуатации при кратковременном действии ветровой нагрузки (таблица НП.3.1 [7]) коэффициент модификации, учитывающий эффект длительности нагрузки и содержание влаги, равен  $k_{mod} = 0,70$ .

С учетом этого расчетные прочностные характеристики древесины составят:

- при изгибе:  $f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,7 \cdot \frac{24}{1,22} = 13,77$  МПа;

- при растяжении вдоль волокон:

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m} = 0,7 \cdot \frac{14}{1,4} = 7,0 \text{ МПа.}$$

Заметим, что полученные расчетные прочностные характеристики древесины класса прочности С24 при принятых коэффициентах, близки к расчетным сопротивлениям древесины второго сорта, согласно таблице 6.4 [9].

При чистом изгибе должно удовлетворяться выражение (6.11) [7]:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (11)$$

где  $\sigma_{m,y,d}$  и  $\sigma_{m,z,d}$  – расчетные напряжения изгиба относительно основных осей [7, рис. 6.1];

$f_{m,y,d}$  и  $f_{m,z,d}$  – соответствующие расчетные сопротивления изгибу.

При изгибе и осевом растяжении должно удовлетворяться выражение (6.17) [7]:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (12)$$

где  $\sigma_{t,0,d}$  – расчетное растягивающее напряжение вдоль волокон;

$f_{t,0,d}$  – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон.

Предварительно для расчета примем брус шириной поперечного сечения  $b = 75$  мм.

Тогда с учетом изгиба в одной плоскости формула (11) примет вид:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \rightarrow \sigma_{m,y,d} = \frac{6M}{b \cdot h^2} \leq f_{m,y,d} \rightarrow$$

$$\rightarrow h \geq \sqrt{\frac{6M}{b \cdot f_{m,y,d}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 296}{7,5 \cdot 13,77}} = 13,11 \text{ см.}$$

В соответствии с сортаментом пиломатериалов принимаем сечение ригеля 75х150 мм. В таком случае запас прочности составляет около 24%.

Для расчета стойки с учетом изгиба в одной плоскости формула (12) примет вид:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \rightarrow \frac{\left(\frac{N}{b \cdot h}\right)}{f_{t,0,d}} + \frac{\left(\frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2}\right)}{f_{m,y,d}} \leq 1 \rightarrow$$

$$h \geq \frac{N \cdot f_{m,y,d} + \sqrt{(N \cdot f_{m,y,d})^2 + 24M \cdot b \cdot f_{t,0,d}^2 \cdot f_{m,y,d}}}{2b \cdot f_{t,0,d} \cdot f_{m,y,d}} =$$

$$= \frac{1,08 \cdot 0,7 + \sqrt{(1,08 \cdot 0,7)^2 + 24 \cdot 56 \cdot 7,5 \cdot 0,7^2 \cdot 13,77}}{2 \cdot 7,5 \cdot 0,7 \cdot 13,77} = 5,81 \text{ см.}$$

В соответствии с сортаментом пиломатериалов принимаем сечение стойки 60х75 мм. В таком случае запас прочности составляет около 6%.

**Заключение.** Выполненный расчет несущих деревянных элементов каркаса поста по заготовке арматуры позволил:

- в соответствии с концепцией надежности, приведенной в европейских нормах, подобрать и оптимизировать сечения несущих элементов неинвентарных зданий, эксплуатируемых в бесснежный период, снизив расход древесины на стойки каркаса более чем на 50%;
- исключить из номенклатуры несущих элементов каркаса временных сооружений древесину дефицитного сортамента;
- в результате учета расположения временных неинвентарных зданий на строительной площадке и срока их эксплуатации в рамках мультипликативной модели определения характеристических значений ветровых нагрузок согласно ТКП EN 1991-1-4-2009 [5] скорректировать пиковое значение скоростного напора, снизив приходящуюся на погонную единицу длины поста ветровую нагрузку.

## СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Атаев, С.С. Технология строительного производства: Учебник для вузов / С.С. Атаев, Н.Н. Данилов, Б.В. Прыкин [и др.] – М.: Стройиздат, 1984. – 559 с.
- Организация строительного производства: ТКП 45-1.03-161-2009. – Введ. 07.12.2009. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 47 с.
- Безопасность труда в строительстве. Общие требования: ТКП 45-1.03-40-2006. – Введ. 27.11.2006. – Минск: Минстройархитектуры, 2007. – 45 с.
- Строительство. Технологическая документация при производстве строительно-монтажных работ. Состав, порядок разработки, согласования и утверждения технологических карт. ТКП 45-1.01-159-2009. – Введ. 30.09.2009. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 13 с.
- Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4-2009. – Введ. 01.01.2010. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 132 с.
- Черноиван, А.В. Нормирование ветровой нагрузки на здания и сооружения для климатических условий Республики Беларусь: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.В. Черноиван. – Брест, 2012. – 179 л.
- Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1995-1-1-2009. – Введ. 01.01.2010. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – 98 с.
- Древесина конструкционная. Классы прочности: СТБ EN 338-2011. – Введ. 01.01.2012. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2012. – 7 с.
- Технический кодекс установившейся практики. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 63 с.

Материал поступил в редакцию 02.01.14

**CHERNOIVAN A.V., CHERNOIVAN N.V. Calculation temporary non-inventorial buildings on wind loads on the European Standards**

In paper the construction solution of an open shed of a post on manufacturing reinforcing products on the site and a design procedure of bearing wood devices of a framing on wind impacts is offered.

УДК 624.155.04

**Чернюк В.П., Семенюк С.М.**

**РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПИРАМИДАЛЬНЫХ СВАЙ И ЗАБИВНЫХ БЛОКОВ НА ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ РАСПОРНЫХ НАГРУЗОК**

**Введение.** Забивные блоки и короткие пирамидальные сваи получили весьма широкое и разнообразное применение в России, Белоруссии и других странах СНГ (Украине, Молдавии, Узбекистане) при строительстве сельскохозяйственных зданий и сооружений.

Для рамных зданий каркасного типа из трехшарнирных рам, ферм, арок и сводов характерна передача на фундаменты сосредоточенных вертикальных и значительных по величине горизонтальных распорных нагрузок, для восприятия которых в основаниях зданий и сооружений целесообразно применять фундаменты из коротких пирамидальных свай и забивных блоков. Для эффективного использования данных конструктивных решений в качестве фундаментов необходимо тщательно анализировать их погружение в грунт и способность воспринимать значительные горизонтальные нагрузки.

Эти показатели, в свою очередь, конкретно зависят от расхода бетона в изделиях, угла наклона боковых граней к основаниям в сваях и блоках, площади опирания на грунт в направлении действия нагрузки. Рассмотрим их по порядку.

Для обеспечения минимальной энергоемкости погружения в грунт угол наклона граней в короткой пирамидальной свае (блоке) к продольной ее оси должен быть минимальным, а свая острее. С точки зрения максимальной несущей способности по грунту основания при действии вертикальной нагрузки угол наклона должен быть максимальным, свая тупее, а при действии горизонтальной нагрузки строго определенным во избежание выпора сваи или блока (их тел) на поверхность грунта. Исходя из этого оптимальную величину угла наклона граней пирамиды будем определять от действия на пирамидальную сваю (блок) горизонтальной нагрузки при максимальной ее несущей способности по грунту основания на действие вертикальной нагрузки в зависимости от физико-механических свойств грунта строительной площадки [1, 2].

Расчетная схема представлена на рис. 1, в соответствии с которой

к пирамидальной свае приложена горизонтальная нагрузка  $P$ , приведенная к центру тяжести фигуры с моментом  $M$ , в результате чего со стороны грунта на боковую грань сваи с углом наклона к продольной оси  $\alpha$  противодействует отпор  $N$  и сила трения  $F$ , равная

$$F = fN, \quad (1)$$

где  $f$  – коэффициент трения грунта по поверхности сваи, дол. ед.

При отсутствии силы  $F$  образовался бы выпор тела сваи или блока на поверхность грунта. Во избежание выпора необходимо, чтобы сумма вертикальных составляющих сил была бы меньше или равна нулю ( $\sum y \leq 0$ ). Таким образом:

$$N \cdot \sin \alpha \leq F \cdot \cos \alpha. \quad (2)$$

Подставляя значение  $F$  из выражения (1) в неравенство (2) и решая его относительно  $\alpha$  будем иметь:

$$\alpha \leq \arctg(f). \quad (3)$$

Известно, что для грунтов нормальной влажности и средней плотности значение  $f$  составляет 0,25...0,7 (для песков – до 0,45, для супесей – 0,45...0,5; для суглинков – 0,5...0,6, для глин – более 0,6 [3–4]). С учетом реальных значений коэффициентов трения  $f$  для различных видов грунтов в результате решения неравенства (3) построим график зависимости углов наклона пирамидальной сваи  $\alpha$  от коэффициента трения грунта  $f$  (рис. 2).

Для оценки соответствия расчетных (кривая 1), оптимальных (кривая 2) и реальных (кривая 3) значений углов наклона граней пирамидальных свай и забивных блоков в дополнение к рис. 2 составлена табл. 1, в которой приведены характеристики наиболее распространенных в Беларуси пирамидальных свай и забивных блоков согласно РСН 741-78 [5], объемы и массы бетона в изделиях  $V$  и  $m$ , площади

**Чернюк Владимир Петрович, к.т.н., доцент кафедры технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.**

**Семенюк Сергей Михайлович, к.т.н., доцент кафедры технологии строительного производства Брестского государственного технического университета.**

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура