

## **НОВЕЙШИЕ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА БЛИЖАЙШЕГО БУДУЩЕГО**

В статье заострено внимание на новейших технологиях и чертах строительства ближайшего будущего. Благодаря появлению таких методов строительства потребовалась новая теория – технологическая механика грунтов. Основное внимание уделено разработке методики расчета железобетонных конструкций, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях, как комплексной системы «конструкция – деформированное основание».

Ключевые слова: поробетон, технологическая механика грунтов, методика расчета, система «железобетонная конструкция – деформированное основание», защитное покрытие.

Строительная наука может предложить строительному комплексу страны некоторые новые материалы и технологии, которые относятся к классу хай-тек и которые могут качественно изменить строительное производство в самое ближайшее время и открыть новые возможности по возведению зданий и сооружений [1].

В первую очередь речь идет об основном конструкционном материале – бетоне. Сейчас этот материал совершенно иной, внешне похожий на прежний бетон, и его следует называть, скорее, бетонным композитом. Спецификой технологии является использование монолитного «поробетона» на строительной площадке, при этом влажность конструкции сразу после завершения процесса твердения соответствует эксплуатационно допустимой. Здание строится по каркасной схеме, возводятся колонны и ригели. Главное преимущество нового материала и технологии – снижение веса здания вдвое, что приводит к другим положительным последствиям – сокращению транспортных затрат, решению проблемы прочности нижних этажей для высотного строительства или возможности увеличения высоты здания вдвое при том же каркасе, снижению сейсмических нагрузок и др. Другой вид бетона – с прочностью на сжатие более 200 МПа или 2000 кг/см<sup>2</sup>, такой же, какая была присуща стали марки ст. 3. При этом прочность на растяжение может достигать половины от прочности на сжатие при использовании дисперсного армирования, т.е. около 1000 кг/см<sup>2</sup>. Адекватных строительных конструкций еще не придумано, однако, и сейчас его можно рекомендовать для мостовых конструкций и др.

Второе, на что хотелось бы обратить внимание, – решение проблемы достройки и ввода в эксплуатацию брошенных не законсервированных объектов – долгостроев с возможным изменением их функциональной направленности. Здесь институтом ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко совместно с

другими інститутами і заводом, входящими в ГНЦ «Строительство», розроблена методика визначення стану і міцності ґрунтів основи, основних елементів каркаса, монолітних і зварних з'єдинень і др., рекомендовані технічні заходи по зміцненню конструкцій в разі необхідності і др.

Третє, інститут НІІОСП ім. Н.М.Герсеванова створив систему наукового забезпечення, набір конструктивних рішень і технологічних прийомів, забезпечують надійність, безпеку і економічність будівництва підземних споруд міського призначення. Демонстрована можливість устроювання в експлуатуємих будівлях підвалів глибиною від одного до трьох поверхів під частиною або під всією будівлею для гаражів, басейнів і т.п., можливість запобігання деформацій цілих вулиць при будівництві заглиблених колекторів вздовж них, можливість зміцнення фундаментів при надбудові поверхів, можливість повної компенсації осадок, т.е. підтримання фундаментів на постійному висотному рівні для унікальних будівель при виконанні будь-яких земляних і геотехнічних робіт поруч або під самою будівлею. Зазначене досягнуто на основі розвитку теорії – технологічної механіки ґрунтів, завдяки появі нових методів будівництва – бурозабивних свай для підпорних стін і протифільтраційних завіс складної конфігурації, свай-шуропів, огорожуючих котловани або перериваючих лінії ковзання.

Безумовно, це вимагає нових розробок по розрахунку залізобетонних конструкцій на деформованій основі. Конкретні пропозиції в цьому напрямку дані в нашій монографії з проф. Голышевым А.Б. [2].

В основу пропонованого розрахункового підходу покладені наступні передумови:

- для описування властивостей деформованої основи прийнята модель змінного коефіцієнта жорсткості [3];
- для описування властивостей залізобетонних конструкцій, працюючих в умовах одноосного напруженого стану, прийнята модель [4].

Система «залізобетонна конструкція – деформоване основание» вважається зруйнованою, якщо:

- а) відбулося досягнення максимуму на кривій стану (рис. 1) [2]

$$\frac{dq}{df} = 0, \quad (1)$$

де  $f$  – деяке характерне переміщення конструкції;  $q$  – модуль вектора зовнішнього впливу;

б) разрушено хотя бы одно сечение железобетонной балки (т.е. деформации крайних сжатых волокон бетона или растянутой арматуры достигли своих предельных значений –  $\varepsilon_{bi} = \varepsilon_{bu}$  ;  $\varepsilon_{si} = \varepsilon_{su}$  ).

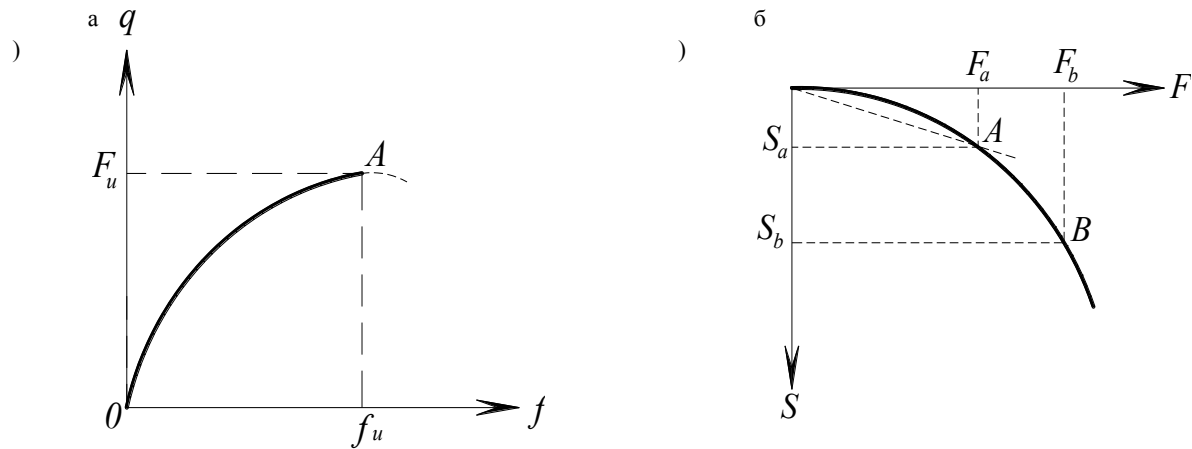


Рис. 1. Диаграмма состояния железобетонной стержневой системы (а) и график штамповых испытаний грунтов (б)

В качестве характерного можно выбрать наибольшее перемещение в связи (основании). Это позволит найти такую нагрузку, малейшее увеличение которой вызовет лавинообразное нарастание перемещений в нелинейном основании, т.е. нагрузку  $F_u$  на диаграмме состояний (рис.1,а), и, кроме того, оценить несущую способность системы по основанию.

Сказанное нуждается в комментарии. Действительно, деформирование системы после достижения  $F_u$  возможно, если обеспечивается «падающий» характер приложения внешней нагрузки. В противном случае система теряет устойчивость.

Что же касается оценки несущей способности системы по основанию, то здесь уместно вспомнить зависимости « $F - S_b$ » («давление – осадки»), получаемые при штамповых испытаниях грунтов (рис.1).

Такая зависимость имеет характерную точку В – границу второй фазы деформации грунта (более подробно об этом см., например, [2]). Сравнивая характерное перемещение системы  $f$  с осадкой, можно судить о состоянии основания: при  $f \geq S_b$  происходит разрушение основания, т.е. выключения его из работы; при  $f < S_b$  основание нормально работает и необходимо

проверить состояние железобетонной балки на предмет разрушения невыгодного сечения.

Поскольку железобетонная конструкция на деформируемом основании много раз статически неопределима, выключение из работы одной из связи или одного сечения не всегда приводит к исчерпанию несущей способности системы в целом – иногда система способна воспринимать даже увеличивающуюся нагрузку. Конечно, учитывать работу конструкции после начала ее физического разрушения, мягко говоря, неосторожно, и здесь, на наш взгляд, было бы уместным расчленив систему в местах разрушения на ряд устойчиво работающих блоков и оценивать уже их автономную работу.

Весь аналитический аппарат [4] строится на использовании физико-механических характеристик бетона, определяемых при стандартных испытаниях образцов.

Что же касается арматуры, то здесь, к сожалению, пока нет данных по нормированию параметров диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » и ее работа ограничивается, как правило, упруго-пластической стадией. Для описания работы твердых сталей применяются диаграммы, учитывающие появление участка с меньшим модулем упругости [4]. Вместе с тем, такой подход к описанию работы стали, когда тип диаграммы зависит от ее вида, не совсем удобен.

Четырехлинейная диаграмма арматуры является универсальной. Приравняв  $R_s = R_{sw}$ , можно получить диаграмму Прандтля, в случае  $\varepsilon_{s,el} = \varepsilon_{s,pl}$  – получим диаграмму работы твердой стали. Кроме того, ограничивая работу мягкой стали упруго-пластической стадией, мы заведомо занижаем (особенно для слабоармированных элементов) прочность нормальных сечений, поскольку пластическая зона имеет ограниченные размеры и арматура работает в стадии упрочнения.

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента прямоугольного сечения, работающего за пределами упругой стадии (рис. 2).

Зная параметры деформированного сечения (рис. 2), определяем приведенную кривизну

$$\bar{\chi} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2. \quad (2)$$

Соответствующее этой кривизне значение момента внутренних сил

$$\bar{M} = \bar{M}_R + \bar{M}_b + \bar{M}_{s1} + \bar{M}_{s2} + \bar{M}_\sigma, \quad (3)$$

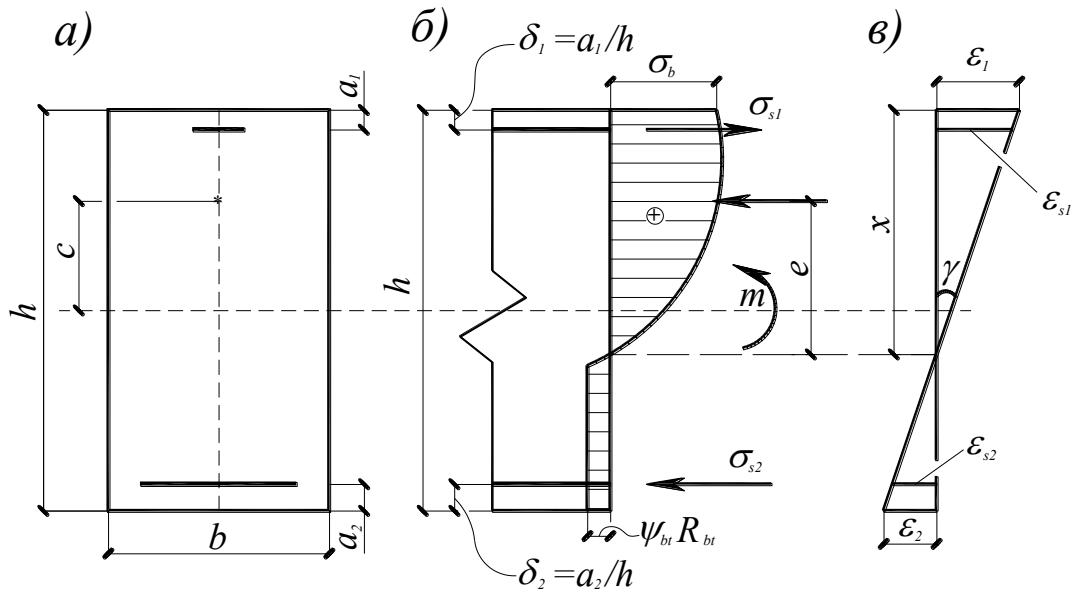


Рис. 2. Напряженно-деформированное сечение: а – общий вид; б – эпюра усилий в сечении; в – эпюра деформаций

где

$$\bar{M}_R = \psi_{bt} R_{bt} \frac{(1 - \chi)\chi}{2}; \quad (4)$$

$$\bar{M}_b = \left[ \frac{(0,5 - \chi)}{\chi} + \frac{\gamma}{\chi^2} \right] R_b \omega_R \epsilon_{bR} + \omega_n R_b \frac{\epsilon_{bR}^2}{\chi}; \quad (5)$$

$$\bar{M}_{s1} = \mu_{s1} \sigma_{s1} (1 - 2\delta_1) / 2; \quad (6)$$

$$\bar{M}_{s2} = \mu_{s2} \sigma_{s2} (1 - 2\delta_2) / 2; \quad (7)$$

$$\bar{M}_\sigma = \sigma e; \quad (8)$$

$$\omega_n = \sum_{i=1}^5 A_1 \frac{(a_R^{i+2} - a_p^{i+2})}{i + 2}. \quad (9)$$

Зная кривизну и соответствующее ей значение момента, определим жесткость расчетного сечения

$$B = \frac{\bar{M} b h^3}{\chi}. \quad (10)$$

Для облегчения составлены алгоритмы и программы расчета на ЕС ЭВМ. Алгоритм SECHA позволяет определить при заданной фибровой деформации  $\epsilon_1$  значения  $\chi$ ,  $M$ ,  $B$ . Он необходим, в первую очередь, для построения диаграммы « $M - \chi$ » и используется, в основном,  $B$ . Алгоритм

a) Проблемы розвитку міського середовища. Вип. 5-6. 2011.

SECHR позволяет определить такую фибровую деформацию  $\varepsilon_1$ , при которой сечение имеет кривизну  $\chi$ , и вычислить соответствующие значения  $M$  и  $B$ . Он необходим при расчетах балок на силовые и деформационные воздействия.

а) С использованием этих алгоритмов, можно переходить к определению напряженно-деформированного состояния системы  $F_n$  «железобетонная конструкция – деформируемое основание» при силовых и деформационных воздействиях.

Пусть дана балка на деформируемом основании, нагруженная единичным вектором сил (аналогично решается задача определения характеристики деформационного воздействия при известном  $\bar{\Delta}$  и  $q_d \bar{\Delta}$ ) \*  $\bar{F}$ , нормируемых по максимальному значению и заданным деформационным воздействиям  $q_d \bar{\Delta}$  (рис. 3) (здесь  $\bar{\Delta}_s$  – вектор перемещений, нормируемых по максимальному значению,  $q_d$  – характеристика деформационного воздействия).

Ставится задача определить значение характеристики силового (деформационного) воздействия  $q_l$  ( $q_d$ ), при котором в невыгодном сечении балки действует изгибающий момент  $M_{set}$ , соответствующий кривизне  $\chi_{set}$ .

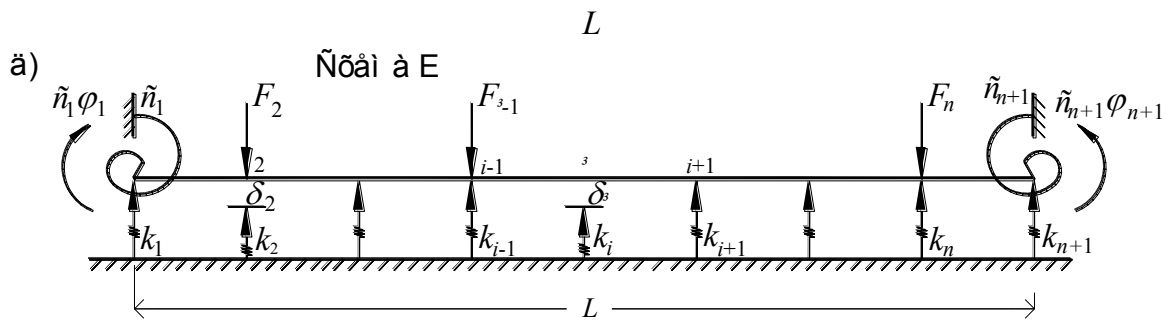


Рис.3. Расчетная схема железобетонной конструкции на деформируемом основании

Правильный вопрос: почему задана ставится именно так – по заданному значению  $\chi_{set}$  определить  $q_l$  ( $q_d$ ), а не наоборот, – по заданным  $q_l$  и  $q_d$  найти параметры напряженно-деформированного состояния системы, как это обычно делается.

Дело в том, что использование полной диаграммы сжатия бетона [4], приводит в ряде случаев к тому, что диаграмма «момент – кривизна» (« $M - \chi$ ») также получается с экстремумом (рис. 4).

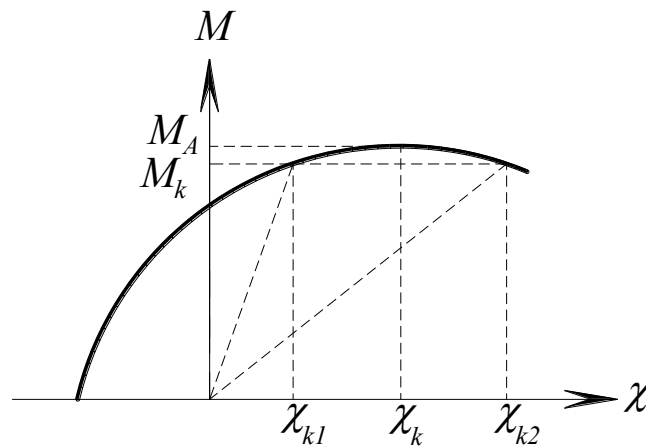


Рис. 4. Диаграмма « $M - \chi$ » (момент – кривизна) железобетонного элемента

Такие диаграммы получаются и в опытах [2]. Если для статически определимых балок достижение экстремума момента означает исчерпание несущей способности, то в балках, статически неопределимых, реализуется и ниспадающая ветвь.

В этих условиях традиционные шагово-итерационные методы расчета, заключающиеся в пошаговом увеличении нагрузки и последовательном уточнении характеристик системы (жесткости сечений, опор-связей), для решения становятся неудобными, так как при высоких уровнях нагружения возникают трудности, связанные с выбором одного из двух значений ( $\chi_{k1}$  или  $\chi_{k2}$ ), соответствующих действующему в сечении изгибающему моменту  $M_k$ .

Влияния указанных трудностей можно избежать, если обеспечить «плавающий» характер внешней нагрузки (задать единичный вектор внешнего нагружения) и потребовать, чтобы в одном сечении (желательно – самом невыгодном) момент от внешнего нагружения был равен  $M_{l,set}$  (кривизна сечения также считается заданной  $\chi_{l,set}$ ). Все вышесказанное и предопределило такую постановку задачи.

Для раскрытия статической неопределимости воспользуемся методом перемещений.

Зависимости между перемещениями и усилиями в связях примем на основании модели переменного коэффициента жесткости в виде

$$F_i = y_i k_i (i = 1, 2, 3, \dots, n + 1). \quad (11)$$

Для связи, препятствующей угловому перемещению,

$$M_i = c_i \varphi_i (i = 1, n + 1). \quad (12)$$

В этих формулах:  $k_i = f(F_i)$  – коэффициент жесткости основания  $i$ -ой точке, зависящей, в общем случае, от усилия в связи  $F_i$ ;  $c_i$  – коэффициент жесткости угловой связи;  $n$  – количество участков, на которые разбита длина балки  $L$ .

Численные значения коэффициентов жесткости основания при сжатии  $k_i$  могут быть определены по имеющимся в литературе предложениям или взяты непосредственно с опытов (см. [2, 3]). Что же касается определения жесткости угловой связи  $c_i$ , то в литературе таких данных практически нет, поэтому исследования в этом случае носят чисто теоретический характер.

Зависимость между перемещениями точек оси балки и действующими в этих точках моментами получим на основе аппроксимации уравнения изогнутой оси кубическим сплайном [2]:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 \frac{i-1}{n} L + \frac{L^2}{6n^2} \left[ (3i-4)\chi_1 + 6 \sum_{j=2}^{i-1} (i-j)\chi_j + \chi_i \right] q_d (\delta_1 - \delta_i); \quad (13)$$

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{L}{2n} \left[ \chi_1 + 2 \sum_{j=2}^{i-1} \chi_j + \chi_i \right], \quad (14)$$

где  $\delta_1$  – независимые от силовых воздействий перемещения  $i$ -ой связи, определяющиеся при единичном векторе перемещений  $\bar{\Delta}$ ;  $y_i$  – совместное перемещение  $i$ -ой точки балки  $i$ -ой связи;  $\chi$  – кривизна  $i$ -го сечения.

Изгибающий момент в  $i$ -ом сечении для схемы Е (рис. 3)

$$M_i = c_1 \varphi_1 + \left( \frac{L}{n} \right)^2 \sum_{k=1}^{i-1} (i-k) y_k k_k - M_{0i} q_i \quad (15)$$

В формулах  $M_{0i}$  – момент в  $i$ -ом сечении от внешних сил, расположенных слева от сечения, определяющийся при единичном векторе  $\bar{F}$ .

При решении задач на совместное действие силовых и деформационных факторов дискретная модель предпочтительней, так как четче реализуется связь «осадка – реакция опоры». Кроме того, дискретный тип связей позволяет решать в рамках общего алгоритма не только задачи изгиба железобетонных конструкций на сплошном основании, но и задачи изгиба практически любых статически неопределимых ЖБК.



После соответствующих подстановок и алгебраических преобразований получим для схемы E ( $n + 1$  уравнений с  $n + 4$  неизвестными):

а)  $n$  уравнений с  $n + 3$  неизвестными вида:

$$\begin{aligned}
 & y_1 \left\{ \left( \frac{L^4}{6n^4} \right) k_1 \left[ \sum_{k=2}^{i-1} 6 \frac{(i-k)(k-1)}{B_k} + \frac{(i-1)}{B_j} \right] - 1 \right\} + \left( \frac{L^4}{6n^4} \right) \left\{ \sum_{j=2}^{i-1} y_j k_j \cdot \right. \\
 & \cdot \left. \left[ \sum_{k=j+1}^{i-1} 6 \frac{(i-k)(k-j)}{B_k} + \frac{(i-j)}{B_i} \right] \right\} + y_i + \varphi_1 \left\{ c_1 \left( \frac{L^2}{6n^2} \right) \left[ \frac{(3i-4)}{B_1} + \right. \right. \\
 & + \left. \left. 6 \sum_{j=2}^{i-1} \frac{(i-j)}{B_j} + \frac{1}{B_i} \right] - \frac{(i-1)}{n} L \right\} - q_l \left( \frac{L^2}{6n^2} \right) \left[ \frac{(3i-4)}{B_1} M_{01} + \right. \\
 & + \left. 6 \sum_{j=2}^{i-1} \frac{(i-j)}{B_j} M_{0j} + \frac{M_{0i}}{B_i} \right] - (\delta_1 - \delta_i) q_d = 0; \quad (i = 2, 3, \dots, n+1)
 \end{aligned} \tag{16}$$

б) уравнений вида:

$$\begin{aligned}
 & \left( \frac{L^3}{2n^3} \right) \left\{ \sum_{j=1}^{n-1} y_j k_j \left[ 2 \sum_{k=j+1}^n \frac{(k-j)}{B_k} + \frac{(n-j+1)}{B_{n+1}} \right] \right\} \varphi \left( \frac{L}{n} \right) \left\{ \left( \frac{c_1}{2} \right) \left( \frac{1}{B_1} + \right. \right. \\
 & + \left. \left. 2 \sum_{j=2}^n \frac{1}{B_j} + \frac{1}{b_{n+1}} \right) + n \right\} - q_l \left( \frac{L}{2n} \right) \left[ \frac{M_{01}}{B_1} + 2 \sum_{j=2}^n \frac{M_{0j}}{B_j} + \frac{M_{0,n+1}}{B_{n+1}} \right] = \varphi_{n+1}
 \end{aligned} \tag{17}$$

Для всех схем опирания имеем три лишних неизвестных. Значит, необходимо составить три дополнительных уравнения. Два уравнения получим, рассматривая равновесия системы в целом

$$\sum Y = 0; \quad \sum M_{n+1} = 0;$$

– для схемы E:

а) уравнение вида:

$$\left( \frac{L}{n} \right) \sum_{j=1}^{n+1} y_j k_j - q_l \sum_{j=1}^m F_j = 0; \tag{18}$$

б) уравнение вида

$$c_1 \varphi_1 - c_2 \varphi_2 + \left( \frac{L}{n} \right)^2 \sum_{i=1}^n (n+1-i) y_i k_i - q_l M_{0(n+1)} = 0. \tag{19}$$

Последнее уравнение получим, приравнявая значение действующего момента в самом невыгодном сечении некоторому заданному  $M_{l,set}$ , соответствующему заданной кривизне,

$$M_{l,set} = f(\chi_{l,set}), \quad (20)$$

тогда: для схемы E:

$$c_1 \varphi_1 + \left(\frac{L}{n}\right)^2 \sum_{k=1}^{l-1} (l-k) y_k k_k - q_l M_{ol} = M_{l,set} \quad (21)$$

Найденное значение  $q_l$  используется в дальнейшем при определении напряженно-деформированного состояния системы «железобетонная конструкция – деформируемое основание» при заданных силовых и деформационных воздействиях (расчет по предельным состояниям второй группы). В этом случае последовательным изменением кривизны  $\chi_{l,set}$  определяется значение  $q_l$ , которое заданной точностью равно  $q_{cal}$ , где  $q_{cal}$  – заданная величина характеристики силового воздействия. Кроме этого, характеристика  $q_l$  используется при определении несущей способности системы.

В заключение отметим, что  $q_l$  ( $q_d$ ) – вектор деформационного воздействия, нормируемый по максимальному значению, – должен обеспечивать геометрическую неизменяемость системы, т.е. конструкция не должна превращаться в механизм.

Четвертое – заводы крупнопанельного домостроения. Не продлевать их агонию, а сделать конкурентноспособными с помощью технического перевооружения. Имеются предложения – установить длинные, порядка 70 м, стенды для безопалубочной формовки изделий с напрягаемой в двух направлениях арматурой с исключением термообработки бетона, точнее бетонного композита с заданными свойствами. Эти стенды разработаны специалистами НИИЖБ, их можно увидеть в институте, такой стенд работает в Рязани, и такой стенд можно купить. Его цена в несколько раз дешевле импортного, у которого вдобавок меньше технологических возможностей.

Пятое – защитные покрытия. Для деревянных конструкций они выполняют роль антисептика и огнезащиты и при этом могут оставлять на виду естественную фактуру дерева, что привлекательно с архитектурной точки зрения. Для стальных конструкций такие покрытия – огнезащита и противокоррозионная обработка. Огнестойкость достигает 0,75 часа. Для железобетонных конструкций – огнезащита, при этом также дополнительно разработана специальная система защитного армирования. Все огнезащитные

покрытия основаны на применении вспучивающихся материалов, прошли проверку на огневых стендах, имеют разнообразную цветовую гамму.

Сформулируем задачи вузовской строительной науки – формирование принципов отечественной архитектуры жилища на новом качественном уровне, используя синтез новаторских решений и существующих традиций. Характерной чертой архитектуры жилища XXI века должна стать гуманизация жилищного строительства, отход от жесткого регламентирования, излишнего техницизма и усредненных проектных решений, ведущих к уравниловке, безымянности городов и зданий, к бездуховности всей массовой застройки. Одним из важнейших требований гуманизации жилой среды должно стать региональное и местное своеобразие архитектуры, ориентация на потребности и запросы человека, как с точки зрения профессионально-авторского подхода, так и с точки зрения яркой индивидуальности жилища. Актуальными остаются проблемы перестройки проектного дела. Децентрализация системы проектной деятельности, с одной стороны, раскрывает возможности самостоятельного развития региональной архитектуры, а с другой – ставит со всей остротой проблему совершенствования подготовки и постоянного повышения квалификации проектировщиков и архитекторов.

Следует отметить, что развитие перспективного жилищного строительства немислимо без дальнейшего совершенствования законодательно-правовой и нормативной базы. Жилищная политика, направленная на реконструкцию застройки, в наших условиях сама по себе обладает новизной, которая заключается в закономерностях, методах и приемах, пока мало для нас известных, и порождает ряд новых проблем в правовом регулировании. Для проведения широкомасштабной программы обновления жилищного фонда требуется внести ряд решительных дополнений и изменений в градостроительный, жилищный и гражданский кодексы. Целесообразно разработать и ввести в действие новый закон "О реконструкции жилых зданий". Это даст возможность исключить часто мешающие конфликтные моменты, возникающие при разрешении споров в процессе оформления и проведения работ при реконструкции застройки между органами исполнительной власти, застройщиками и жителями. Острой проблемой является необходимость внесения изменений и дополнений в техническое нормирование для проектирования и строительства жилья, которые не будут препятствовать применению новых технологий, технических решений, материалов и оборудования.

Вся последующая архитектурно-строительная деятельность должна преследовать цель использования имеющихся успешных шагов в прошлом для расширения практического опыта в настоящем и будущем, подлинного

професійного майстерства для рішення задач духовного відродження, підвищення рівня життя, культури, розвитку архітектури українських міст і поселень в ХХІ столітті.

### **Список использованной литературы**

1. Ильичев В. А. Некоторые черты строительства ближайшего будущего / Новые энергосберегающие архитектурно-конструктивные решения жилых и гражданских зданий: Материалы вторых международных научных чтений.–М.: РААСН, Орел: ОрелГТУ, 2003. – С. 20–22.
2. Голышев А.Б., Колчунов В.И. Сопротивление железобетонных конструкций, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях. – К.: Основа, 2010. – 286 с.
3. Методические рекомендации по учету нелинейных свойств основания при расчете конструкций по реальным диаграммам деформирования грунта / Клепиков С. Н., Бородачева Ф. Н., Машкин А. В. и др. – К., 1985. – 60 с.
4. Голышев А. Б., Колчунов В. И. Сопротивление железобетона. – К.: Основа, 2009. – 432 с.

### **Анотація**

У статті загострено увагу на новітніх технологіях і рисах будівництва найближчого майбутнього. Завдяки появі таких методів будівництва викликана необхідність нової теорії – технологічної механіки ґрунтів. Основна увага приділяється розробці методики розрахунку залізобетонних конструкцій, що зводяться у складних інженерно-геологічних умовах як комплексної системи «конструкція – деформована основа».

Ключові слова: поробетон, технологічна механіка ґрунтів, методика розрахунку, система «залізобетонна конструкція – деформована основа», захисне покриття.

### **Annotation**

In article the attention is directed to the newest technologies and lines of building of the near future. Thanks to occurrence of such methods of building the new theory - technological mechanics of soils was required. The basic attention is given working out of the design calculation method of the reinforced concrete constructions erected in difficult engineering-geological conditions as complex system «construction – the deformed base».

Keywords: poroconcrete, technological mechanics of soils, calculation method, system “reinforced concrete construction – the deformed base”, sheeting.