

В.И. КОЛЧУНОВ^{1,2}¹ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия²Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН, г. Москва, Россия

ДЕФОРМАЦИОННАЯ МОДЕЛЬ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ОТ ДИСЛОКАЦИЙ ДО ТРЕЩИН

Аннотация. Для структуры кристаллов двухкомпонентного материала (бетона и стали) разработана общая деформационная модель октаэдрических граней при чистых сдвигах равных $0,6 R_{bt}$ во всех плоскостях. При этом в теле шара скольжения от предельных касательных напряжений записано выражение для суммирования его объемных секторов, шара, различных уровней, рассмотрена также альтернатива, принадлежащая профессору В.В. Новожилову в виде энергетической интерпретации для интеграла среднего квадратичного значения касательных напряжений. Показан вариант получения в зоне микротрещины угловые и линейные деформации, при повышении интенсивности микротрещинообразования в представительном объеме бетона. Для магистральных трещин в механике разрушения железобетона предложены двухконсольные элементы. Моделирующая область растяжения, сжатия, поперечного сдвига и кручения для внутренних параметров в окрестности макротрещины.

В качестве условия прочности бетона используется предельное значение интенсивности касательных напряжений и интенсивности деформаций сдвига для рассматриваемого вида напряженного состояния.

В свете рассматриваемого подхода дана физическая интерпретация модуля дилатации бетона и предложена алгебраическая функция для описания этого параметра. Определен коэффициент поперечных деформаций бетона на разных уровнях нагружения от бетона в стадиях от уровня микротрещин до макротрещин.

Ключевые слова: модель, внутренние напряжения, принцип, бетон, железобетонные конструкции, дислокации, трещины, дилатации.

V.I. KOLCHUNOV¹¹Southwestern State University, Kursk, Russia²Scientific Research Institute of Construction Physics RAASN, Moscow, Russia

DEFORMATION MODEL OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES' RESISTANCE - FROM DISLOCATIONS TO CRACKS

Abstract. The article provides a model of "internal stresses" for concrete matrix of reinforced concrete structures from dislocations, microcracks to macrocracks. The energy theory on the surface of the sphere and the definition of the integral for the mean square value of tangential stresses from plasticity theory are used. An alternative to the general model of the "eight" in the form of a paraboloid from the summation of the volume sectors, levels - radii for the matrix of sliding planes (including octahedral and pure shear) is developed. In the environment of different materials, the model is constructed based on the structure of crystals and dislocations from microcracks to macrocracks, and its working assumptions are formulated. The important principle for displacement (deformation) processes of summation and reduction of relaxing stresses from the stress-strain diagram of concrete is taken into account. The internal total stresses at the rupture of the "figure of eight" (of two contour rings) are obtained for combinations of tetrahedrons or layers-strips from the tangle-paraboloid. The lower boundaries of concrete micro-cracking depend on stresses (deformations), growth rate, energy in crack advancement for a prism or a standard "figure of eight". Displacements from shear, opening widths and crack development heights are obtained from the criteria and connecting parameters in a "representative" volume of concrete. As a result, the dilatation moduli for the stages of the stress-strain

state of reinforced concrete are determined, and the equality for the second stage and the dual console elements from the fracture mechanics are obtained.

Keywords: *model, internal stresses, principle, concrete, reinforced concrete structures, dislocations, cracks, dilatations.*

Введение

Развитие механики железобетона становится возможным благодаря новым технологиям экспериментальных исследований и сближению физических явлений с развиваемыми теориями, в том числе для высокопрочного бетона и фиброжелезобетона [1-5]. Структура построения расчетных моделей сопротивления железобетона опирается на современный уровень эволюции расчетного аппарата железобетона [6-11] и входит в число важнейших проблем механики бетона и железобетона.

Принимаемые расчетные предпосылки для построения расчетных моделей сопротивления позволяют более гибко использовать достижения в области смежных дисциплин механики твердого деформированного тела, физики твердого тела и активно развивающейся механики разрушения на основе синтеза этих междисциплинарных знаний.

В статье в качестве объекта исследования: рассмотрен процесс сопротивления железобетонных конструкций на всех стадиях напряженно-деформированного состояния от микродислокаций до макротрещин.

В задачи исследования включено следующее: формулировка рабочих предпосылок для трех стадий напряженно-деформированного состояния от микродислокаций до макротрещин.

Построение диаграмм бетона «интенсивность напряжений - интенсивность деформаций» и определение внутренних полных напряжений в бетоне.

Уточнение формы двухконсольных элементов для растяжения, сжатия, поперечного сдвига и кручения; определение модуля дилатации бетона.

Метод

Пластическая деформация в монокристалле имеет механизм, при котором совершается сдвиг и скольжение слоев атомов в кубической решетке по определенным направлениям (рисунок 1). Октаэдрические плоскости двадцать четыре внутренних или «восемь» внешних (рисунок 2 а) имеют возможные системы скольжения, которые заданы направляющими косинусами l, m, n для главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Угловые деформации направлены по граням октаэдра, а также по плоскости «восьмерки» и достигают критического значения между плоскостями скольжения.

Теоретическая прочность кристалла превышает фактически наблюдаемую низкую прочность, а дефекты строения начинаются из дислокаций со слабого места от **источника концентрации** деформации (напряжения) при движении на одно междуатомное расстояние b (рисунок 2 б, с). Процесс возникновения пластических деформаций связан со сдвигом *полос скольжения* на **квант деформаций**. В результате такого смещения каждый предыдущий атом занимает место последующего.

При переходе от реального материала к его модельной среде используются гипотезы сплошности, которые исключают наличие разрывов даже на микроуровне. В экспериментальных данных, полученных для представительного объема материала в виде кубов, призм, арматурных стержней, интегрально учитывается влияние всех неоднородностей и микротрещин.

В окрестности исследуемой точки элементарный объем выделен главными

площадками, а система сил, возникающих на гранях элемента, (см. рисунок 2 *d* и рисунок 3 *a**) имеет вид (1):

$$\frac{X^2}{\sigma_1^2} + \frac{Y^2}{\sigma_2^2} + \frac{Z^2}{\sigma_3^2} = 1 \quad (1)$$

Здесь $X = \sigma_1 l$; $Y = \sigma_2 m$; $Z = \sigma_3 n$

Величины X , Y , Z можно рассматривать, как координаты конца вектора полного напряжения p , возникающего на произвольно ориентированной площадке. *Геометрическое место концов вектора полного напряжения образует эллипсоид, полуосями которого являются главные напряжения σ_1 , σ_2 , σ_3* . (см. рисунок 3 *a**). Наибольшее из трех главных напряжений является одновременно наибольшим из возможных полных напряжений на множестве площадок, проходящих через исследуемую точку. Наименьшее же из главных напряжений будет наименьшим среди множества возможных полных напряжений.

В случае равенства двух главных напряжений эллипсоид принимает форму тела вращения. Тогда каждая плоскость, проходящая через ось вращения, становится главной. В случае, когда равны не два, а все три главных напряжения, эллипсоид принимает форму сферы (шар) и в исследуемой точке все плоскости являются главными.

Перейдем теперь к определению главных напряжений по заданным шести компонентам напряженного состояния в произвольной системе $Oxyz$. Полное напряжение на этой площадке (оно же главное) будет направлено по нормали v . Соотношения соответственно примут вид:

$$\left. \begin{aligned} Sl &= \sigma_x l + \tau_{yx} m + \tau_{xx} n \\ Sm &= \tau_{yx} l + \sigma_y m + \tau_{zy} n \\ Sn &= \tau_{xx} l + \tau_{yz} m + \sigma_z n \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Здесь $X_v = Sl$, $Y_v = Sm$, $Z_v = Sn$, $l^2 + m^2 + n^2 = 1$.

Соотношения (2) можно рассматривать как систему уравнений относительно неизвестных l , m и n , определяющих ориентацию главной площадки в исходной системе $Oxyz$. Вместе с тем она должна давать для l , m и ненулевое решение, так как направляющие косинусы не могут быть все одновременно равны нулю.

Достигается это надлежащим выбором величины S . Если условие (2) выполнено, одно из трех уравнений представляет собой линейную комбинацию двух других, достаточную для нахождения l , m и n , определяющих положение главных площадок.

Равнодействующая составляющих напряжений на наклонной площадке X_v , Y_v является полным напряжением P_v на этой площадке (3):

$$P_v = \sqrt{X_v^2 + Y_v^2 + Z_v^2} = \sqrt{\sigma_v^2 + \tau_{\eta,v}^2} \quad (3)$$

Оно определяется как геометрическая сумма составляющих нормального и касательного напряжений (с новыми осями и направляющими косинусами l_1 , m_1 , n_1 во взаимно перпендикулярных направлениях v и η , а также выполнением условия $U_1 + m m_1 + n n_1 = 0$).

Пластическое состояние бетона в целом определяется тензором напряжений (деформаций). Представим в теле всестороннее растяжение или сжатие. При этом все три главных напряжения (линейные деформации) изменяются на одну и ту же величину. Пластическая деформация происходит путем сдвига либо отрыва. При этом функция $f(\sigma_1 + q, \sigma_2 + q, \sigma_3 + q)$ имеет одинаковые приращения q (производная по q равна нулю: $\partial f / \partial \sigma_1 + \partial f / \partial \sigma_2 + \partial f / \partial \sigma_3 = 0$)

В теории пластичности наряду с главными плоскостями касательных напряжений существенное значение имеют плоскости, пересекающие главные оси под одинаковыми

углами. Таких плоскостей можно провести восемь. Они образуют октаэдр и направляющие косинусы к нормали будут равны $n_1 = n_2 = n_3 = 1/\sqrt{3}$. Вектор напряжений на передней грани записывается в виде $S = [\sigma_1 e_1 + \sigma_2 e_2 + \sigma_3 e_3]/\sqrt{3}$, где e_1, e_2 и e_3 — единичные векторы главных осей. При этом среднее арифметическое из главных напряжений называют гидростатическим напряжением на октаэдрической площадке $\sigma = S_n = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} = p$, где $\sigma^2 = [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]/9$.

Для касательного напряжения на октаэдрической площадке к интенсивности касательных напряжений можно записать:

$$\tau^2 = 2 \left[\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \sigma_2 - \sigma_2 \sigma_3 - \sigma_3 \sigma_1 \right] / 9,$$

$$\tau_0 = (1/3) \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}.$$

Последнее выражение представляет собой среднее квадратичное из трех главных касательных напряжений.

Результаты и обсуждение

Рассмотренная *двухатомная модель* связывает касательные и нормальные напряжения, перемещения в виде синусоиды со сдвигом, раскрытием трещин в кристаллической решетке.

Нагружение бетона включает следующие стадии развития трещин: первая стадия (I) из дислокаций; вторая стадия (II) из микротрещин; третья стадия (III) из магистральных трещин. В соответствии с этим можно сформулировать важный *принцип* в виде двух процессов: *первый процесс* - происходит перемещение трещин (суммирование деформации $\varepsilon_{b,sum}$) на соответствующей ступени нагружения и *второй процесс* — уменьшение релаксирующих напряжений $\Delta\sigma_{b,relax}$ на диаграмме интенсивности « $\sigma_i - \varepsilon_i$ ».

Для стадии нагружения суммирование деформаций включает параметры - развитие трещин ε_b, h_{crc} , расстояние между трещинами ε_b, l_{crc} , а также быструю натекающую ползучесть $\varepsilon_{b,pl}$.

Существуют “борющиеся” взаимообусловленные и конкурирующие механизмы деформирования бетона: *первый* - образование пластических деформаций путем сдвига по определенным кристаллографическим плоскостям, а *второй* - образование и раскрытие трещин с последующим развитием.

В структуре материала возможно существование *микротрещин* от угловых деформаций и напряжений сдвига $\Delta\sigma_{crc,micro}$ и от раскрытия микротрещин $a_{crc,micro}$ при линейных деформациях (рисунок 4 а, b, i).

Несколько непосредственно соседствующих дислокаций — это уже возникновение микротрещины, а повышение границ микротрещинообразования от легких до основных плотных тяжелых бетонов связано с увеличением скорости нагружения v_{sound} и массы m или m_t бетона для «представительного объема» в центральной области стандартной призмы или стандартной восьмерки.

Для магистральных трещин в механике разрушения железобетона используются так называемые двухконсольные элементы [1, 3-10] для растяжения (рисунок 4 c-d), сжатия (рисунок 4 e-f), поперечного сдвига (рисунок 4 g-h) и кручения (рисунок 4 i-j).

В итоге для рассматриваемой общей модели «восьмерки» в *среде* различных материалов, в том числе и бетона получены модули дилатации, в которых отражается нагружения первой $g_{crc,0}$ и второй g_R и третьей g_u стадий напряженно-деформированного состояния железобетона, с помощью которых объединяются соединяющие параметры и интенсивность касательных напряжений Г.А. Гениева T_s [16] для второй стадии $g(\zeta) = g_R = g_0$ и уточненные двухконсольные элементы из механики железобетона.

Пластическая деформации в монокристалле имеет механизм, где совершается сдвиг и скольжение слоев атомов в кубической решетке по определенным направлениям. В половине октаэдра изменяются геометрические размеры. Для разных (трех типов) граней (см. рисунок 3 а-г) можно записать скольжение плоскости, используя направляющие косинусы $1/\sqrt{3}$ или $\sqrt{2}/2$ и матрицу $D_{\alpha,i}$ ориентации углов. Суммирование направлений скольжения граней на основе «восьмерки» из различных сочетаний $n!/(k! \cdot (n - k)!)$ призм-тетраэдров выполнено через объемные секторы P_p , супер-секторы, а также уровни d_j (см. рисунок 3 б):

$$\sum_{p=1}^p p_p \left\{ \sum_{q=1}^q q_q \left[\sum_{s=1}^s s_s \left(\left(\sum_{k=1}^k k_k \left(\sum_{n=1}^n 2n_n \right) \right) \right) \right] \right\} \cdot D_{\alpha,i} = n_* \cdot D_{\alpha,i} = \frac{n!}{k! \cdot (n - k)!} \cdot P_p \cdot D_{\alpha,i} \quad (4)$$

Здесь $2n_n$ - внутренние октаэдрические двадцать четыре грани, k, s, q - разные три типа граней в призмах-тетраэдрах; $D_{\alpha,i}$ - матрица ориентации углов; p - приближение к шару, записанное через объемные секторы (достаточно $p=6$ супер-секторов), а также уровни d_j (достаточно $j=6$, см. рисунок 2 е).

Энергетическая интерпретация в фундаментальной теории пластичности использует выражение, принадлежащее В.В. Новожилову [12].

Вырежем мысленно в напряженном теле сферу бесконечно малого радиуса и вычислим среднее квадратичное значение касательного напряжения на поверхности сферы в правой части в формуле (4) имеем соответствие:

$$\tau_* = \beta_\tau \cdot n_* \cdot D_{\alpha,i} = \sum_{p=1}^p p_p \left\{ \sum_{q=1}^q q_q \left[\sum_{s=1}^s s_s \left(\left(\sum_{k=1}^k k_k \left(\sum_{n=1}^n 2n_n \right) \right) \right) \right] \right\} \cdot D_{\alpha,i} \approx \tau = \frac{1}{4\pi R^2} \int \tau^2 d\omega \quad (5)$$

Здесь β_τ — соответствующий коэффициент скольжения грани для обобщенной модели, R — радиус сферы, τ — касательное напряжение, $d\omega$ — элемент поверхности сферы; x, y, z — координаты точек сферы.

Таким образом, октаэдрическое касательное напряжение с точностью до множителя равно среднему квадратичному значению касательного напряжения на поверхности бесконечно малой сферы.

Особого вида дефекты кристаллической решетки, называют *дислокациями*. Движение дислокаций сопровождается динамическими эффектами. Атомы приобретают кинетическую энергию и совершают колебания около вновь приобретенного положения равновесия. Представим себе, что кристалл разрезан между соседними рядами сетки атомов от точки C (область ядра дислокации) и в этот разрез вставлен лишний слой атомов. В кристаллической решетке всегда существуют точечные дефекты, а именно внедренные *атомы и вакансии*, то есть пустые места в решетке (см. рисунок 1).

Единственным линейным размером, связанным с дислокацией, является величина смещения краев разреза. Эту величину называют вектором Бюргерса [13] и обозначают через $b(b_x, b_y, b_z)$. Энергия дислокации W , приходящаяся на единицу длины, имеет размерность силы, а упругие свойства материала характеризуются одной размерной упругой постоянной, например модулем сдвига G . Единственная комбинация из G и b , имеющая размерность силы, будет $W = kGb^2$.

Дислокации двигаются под действием внешних сил, вызывающих в теле напряженное состояние, что и является причиной пластической деформации. Имеется еще одна категория сил для энергетического барьера, препятствующие движению дислокаций (системам скольжения кристаллических плоскостей), которые называют силами Пайерлса [13, 14].

Механизмы порождения новых дислокаций требуют введения понятие о краевых дислокациях, где замкнутая линия краевой дислокации является произвольной пространственной кривой. Чтобы определить форму этой кривой, применим к равновесию дислокации принцип возможных перемещений, справедливый для любой механической

системы. При перемещении ds в направлении нормали элемент ds займет положение ds' и ρ (ρ радиус кривизны). Произошло дополнительное смещение сторон разреза на величину вектора Бюргерса b , при этом необходимо преодолеть сопротивление от действующих в плоскости скольжения касательных напряжений, то есть затратить работу $xb ds bu$. Энергия дислокации на единицу длины увеличилась на $W(\delta u/\rho)ds$. Приравнявая эту величину к работе касательных напряжений, получим:

$$\tau = \frac{W}{b\rho} = \frac{bG}{\rho} \quad (6)$$

Макроскопический срыв дислокации представляет собой сдвиг на величину вектора Бюргерса.

Уравнение равновесия линии дислокации (6) имеет тот же вид, что и уравнение равновесия гибкой нити с постоянным натяжением W , нагруженной постоянным давлением, нормальным к нити в каждой точке и равным произведению xb . После достижения критического напряжения дуга расширяться (причем радиус ее кривизны увеличивается), и дуги сольются. Приведенная другая модель носит название модели Франка — Рида [15], которая описывает неограниченную пластическую деформацию кристалла, не содержащего примесей и имеющего минимальное количество внутренних дефектов.

До нижней условной границы микротрещинообразования наблюдаются в основном упругие деформации, обусловленные деформациями ползучести бетона, вязкостью гелевой структуры составляющей цементного камня и явлениями, протекающими в твердеющем бетоне (линейная составляющая, не влияющая на сопротивление бетона). Таким образом, полные деформации для каждой ступени нагружения $\Delta\varepsilon_b$ могут быть представлены как сумма $\Delta\varepsilon_{b,el} + \Delta\varepsilon_{b,pl}$. Нагружение должно вычисляться, как линейная составляющая ползучести (отрезок K_i деформации линейной ползучести). Крайняя точка на ниспадающем участке представляет собой относительные деформации предельной сжимаемости бетона (см. рисунок 2 б).

В структуре материала для лёгких бетонов по сравнению с тяжелыми эти границы также повышаются, так как сцепление цементного камня и растворной части с пористым заполнителем лучше, чем с плотным (в современной чувствительной аппаратуре возникают акустические эффекты). Для тяжелых бетонов в достаточно зрелом возрасте (более 28 суток) зависимость параметров R_b (или $R_{b,t}$, соответственно), для прочности бетона в пределах 10...100 МПа может быть принята в виде (7), (8):

$$R_{crc}^0 / R_b = 0.35 \lg R_b - 0.15, \quad (7)$$

$$R_{crc}^V / R_b = 0.35 \lg R_b + 0.175. \quad (8)$$

или (9), (10):

$$R_{crc,t}^0 = R_{bt} (0.35 \lg R_b - 0.15), \quad (9)$$

$$R_{crc,t}^V = R_{bt} ((0.35 \lg R_b + 0.175)). \quad (10)$$

Поскольку процесс структурных изменений существенно зависит от времени, изменение скорости нагружения отражается на его интенсивности. Причем с увеличением скорости нагружения границы микротрещинообразования (v_{sound}) повышаются. Для деформации микротрещины $\varepsilon_{crc,0}$ получим (11):

$$\varepsilon_{crc,0} = (0.35 \lg R_b - 0.15) \cdot R_b / E_b \quad (11)$$

или (12):

$$\varepsilon_{crc,t,0} = (0.35 \lg R_b - 0.15) \cdot R_{bt} / E_b. \quad (12)$$

Энергию для центральной области из стандартной призмы, получим по формуле (13):

$$E_{crc,0} = 0.5 \cdot \varepsilon_{crc,0} \cdot R_{crc}^0 \quad (13)$$

или (14)

$$E_{crc,t,0} = 0.5 \cdot \varepsilon_{crc,t,0} \cdot R_{crc,t}^0 \quad (14)$$

Скорость нагружения для границы микротрещинообразования имеет вид (15):

$$v_{sound} = (R_{crc,0} \cdot \varepsilon_{crc,0} / m)^{0,5} \quad (15)$$

или (16)

$$v_{t,sound} = (R_{crc,t,0} \cdot \varepsilon_{crc,t,0} / m_t)^{0,5} \quad (16)$$

Здесь m - масса бетона для «представительного объема» куба в центральной области стандартной призмы; m_t - масса бетона для «представительного объема» «восьмерки».

Столь же правомерной может считаться и модель в виде диаграммы $\varepsilon_b - \sigma_b$, основанная на снижении предельного сопротивления бетона (за счет нарушения структуры) по мере нагружения образца в зоне неустойчивого деформирования. Принципиальное отличие диаграммы, показанной на рисунке 2 б, от используемой в нормативных документах, заключается, в том, что в данном случае под напряжениями σ_b на ниспадающем участке диаграммы принимают напряжения, релаксирующие в процессе нагружения.

Уменьшение напряжений в бетоне (коэффициент α_i снижения призмочной прочности на i -й ступени в пределах до $\alpha = 0,5 - 0,7$) приводит к предельному сопротивлению бетона $\alpha_i R_b$ при $\varepsilon_b = \varepsilon_{b,u}$.

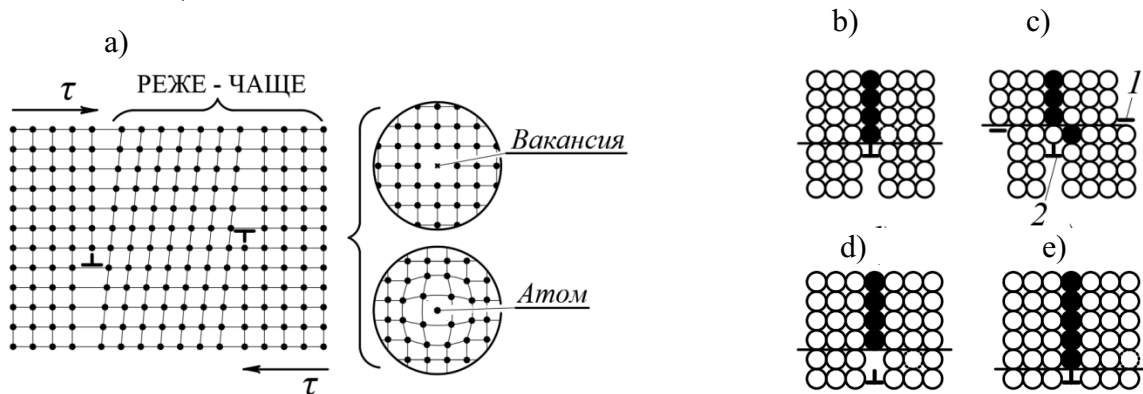


Рисунок 1 - Структура кристаллов материалов (а) и схемы (б-е) движения дислокации путём присоединения вакансии и новых атомов, расположенных на плоскостях скольжения

Минимальные касательные напряжения получены из одноосевого растяжения $\tau_{min} = 1.2R_{bt}/2$, а максимальные - из сжатия $\tau_{max} = R_u/2 = 1.2R_{bt}/2$. При этом критическая интенсивность напряжений (октаэдрических) для скольжений плоскостей также определена в виде $\tau_i = 0,6R_{bt}$.

Полные (с ниспадающими участками) диаграммы сжатия и растяжения имеют важное значение, как с теоретической, так и с практической точки зрения. Первая реализуется в сжатых зонах статически определимых и статически неопределимых конструкций на подходе к разрушению, вторая – в растянутых зонах перед исчерпанием сопротивления образованию трещин.

Кривые на рисунке 2 е представляют собой действительные диаграммы сжатия бетона (при решении одних задач предпочтительнее первая модель – кривая 1, при решении других – вторая – кривая 2). Бетон, как всякий другой материал, отражается на

диаграмме сжатия и растяжения с постоянной скоростью увеличения напряжений (перемещений для ползучести, релаксации напряжений, краевой дислокации). Наибольший интерес представляют два режима – условно-мгновенный и кратковременный стандартный [16-21]. Ступенчатая линия на рисунке 2 *e* отражает реальный процесс деформирования сжатого бетонного образца — призмы при постепенном росте нагрузки с выдержкой на каждой ступени. При достаточно большом количестве ступеней зависимость можно изобразить плавной кривой. В другом случае с ростом напряжений кривизна диаграммы увеличивается, хотя явно выраженная нелинейность [11] проявляется значительно позже. Полные деформации при мгновенном режиме нагружения состоят из двух частей: упругой, полностью обратимой, и неупругой, полностью необратимой, - а также при кратковременном режиме нагружения состоит из трех частей: неупругих деформаций, возникающих за время выдержек на ступенях нагружения и так называемых деформациями быстронатекающей ползучести бетона.

Для рассмотрения дислокаций из кристалла вырезана полоса конечной толщины. В направлении плоскостей возможного скольжения на вертикали *Oy* помещен ряд краевых дислокаций на равных расстояниях d_i (см. рисунок 4 *a*). Две половины полосы, разделенные вертикальным рядом дислокаций, будут повернуты на угол, равный отношению b/d , и отличаются ориентировкой кристаллографических плоскостей. В результате пластической деформации дислокации являются относительно свободными (см. рисунок 4 *a*, область*), то есть удерживаемыми незначительными препятствиями. Процесс образования стенок называется полигонизацией (см. рисунок 4 *a*, *b*). Этот процесс наблюдается, например, при ползучести материалов. Дислокации в этом месте накапливаются.

Получается, что процесс разрушения имеет в своей основе два взаимообусловленных и конкурирующих механизма, “борющихся” за право разрушить образец. *Первый* механизм - образование пластических деформаций путем сдвига по определенным кристаллографическим плоскостям. *Второй* - образование и развитие трещин с последующим разрывом. Иногда верх берет первый механизм, иногда - второй. Несколько непосредственно соседствующих дислокаций — это уже микротрещина, которая по мере увеличения растягивающих напряжений способна начать расширяться.

В структуре материала возможно существование *микротрещин*, где возникают угловые деформации (17) и напряжения сдвига (см. рисунок 4 *i*):

$$\Delta_{crc,micro} = \sum_{i=1}^n \gamma_{\tau} = \sum_{i=1}^n \theta = \sum_{i=1}^n \frac{b_{\tau}}{d_i} \quad (17)$$

Здесь b_{τ} - касательный вектор Бюргерса; n - количество касательных векторов от расстояния между микротрещинами $l_{crc,micro}$ и граней общей модели.

Ширина раскрытия микротрещин при линейных деформациях (см. рисунок 4 *a*, *b*) (18):

$$a_{crc,micro} = \Delta u = \sum_{i=1}^n b_{\tau} \quad (18)$$

Здесь d_i - толщина слоя; n - количество касательных векторов от высоты микротрещин $h_{crc,micro}$ и граней общей модели (см. рисунок 4 *b*).

При этом для магистральных трещин в механике разрушения железобетона используют двухконсольные элементы [1, 3-10] из растяжения (см. рисунок 4 *c-d*), сжатия (см. рисунок 4 *e-f*), поперечного сдвига (см. рисунок 4 *g-h*) и кручения при угловой деформации (см. рисунок 4 *i-j*).

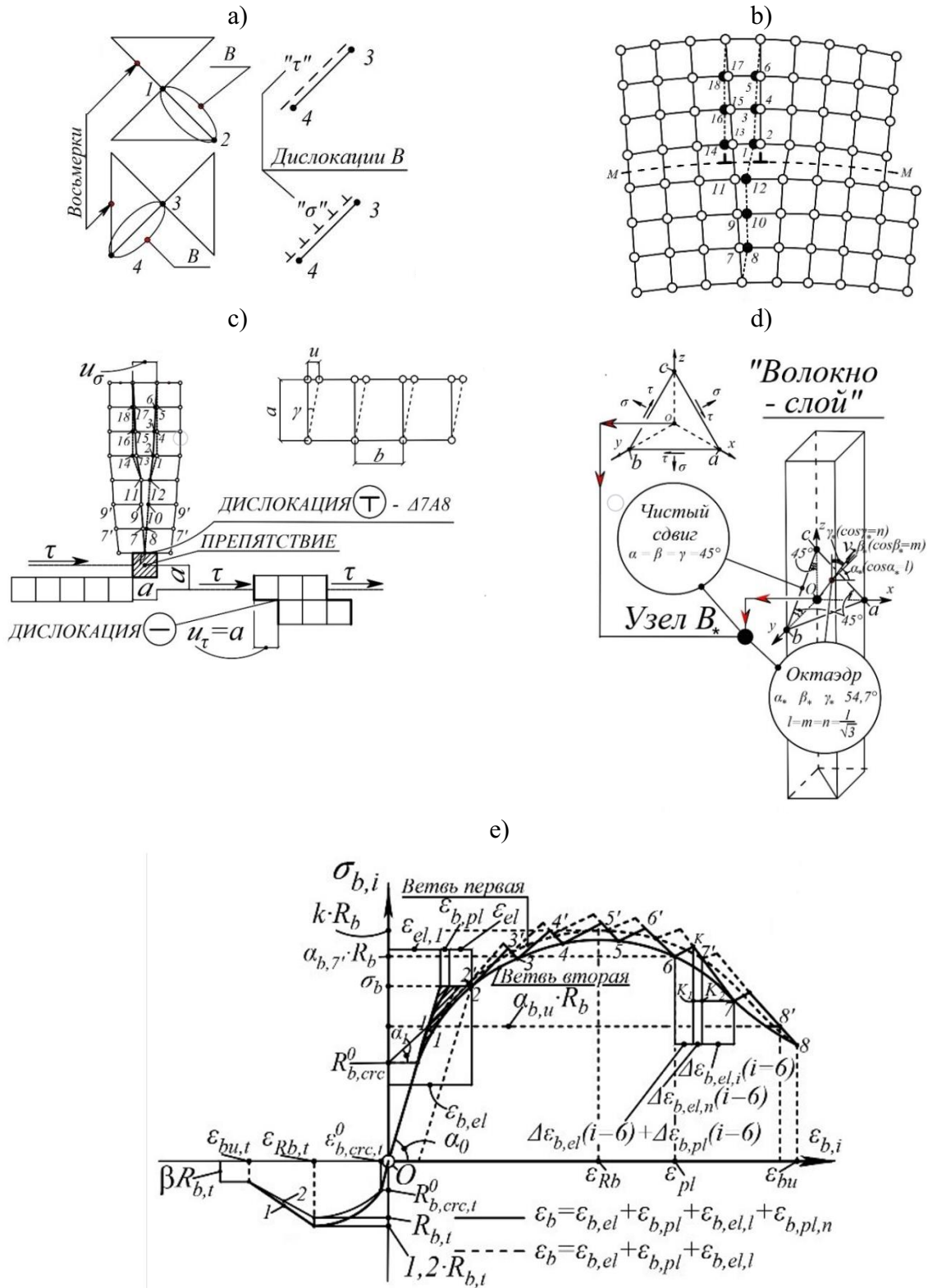


Рисунок 2 – Краевые дислокации: а) общая модель на основе «восьмерки» для дислокаций сдвигов « τ » и разрывов « σ »; б) смещение краевой дислокации слева направо на одно расстояние при скольжении; в) такое же, как (б), но с разрывом и скольжением; структура кристаллов от дислокации нормальных и касательных (д) напряжений для периодических функций; е) диаграмма зависимости напряжения от деформаций $\sigma_b - \epsilon_b$ при кратковременном режиме нагружения – условно-мгновенный (ветвь 1) и кратковременный стандартный (ветвь 2)

Автором установлен *эффект нарушения сплошности железобетона* [1, 2, 4], физическая суть которого состоит в дополнительном деформационном воздействии реакции арматуры и бетона в трещине, связанных с нарушением сплошности бетона и предложен инструментарий для оценки этого эффекта в виде *двухконсольного элемента (ДКЭ)* (см. рисунок 4 с-ж).

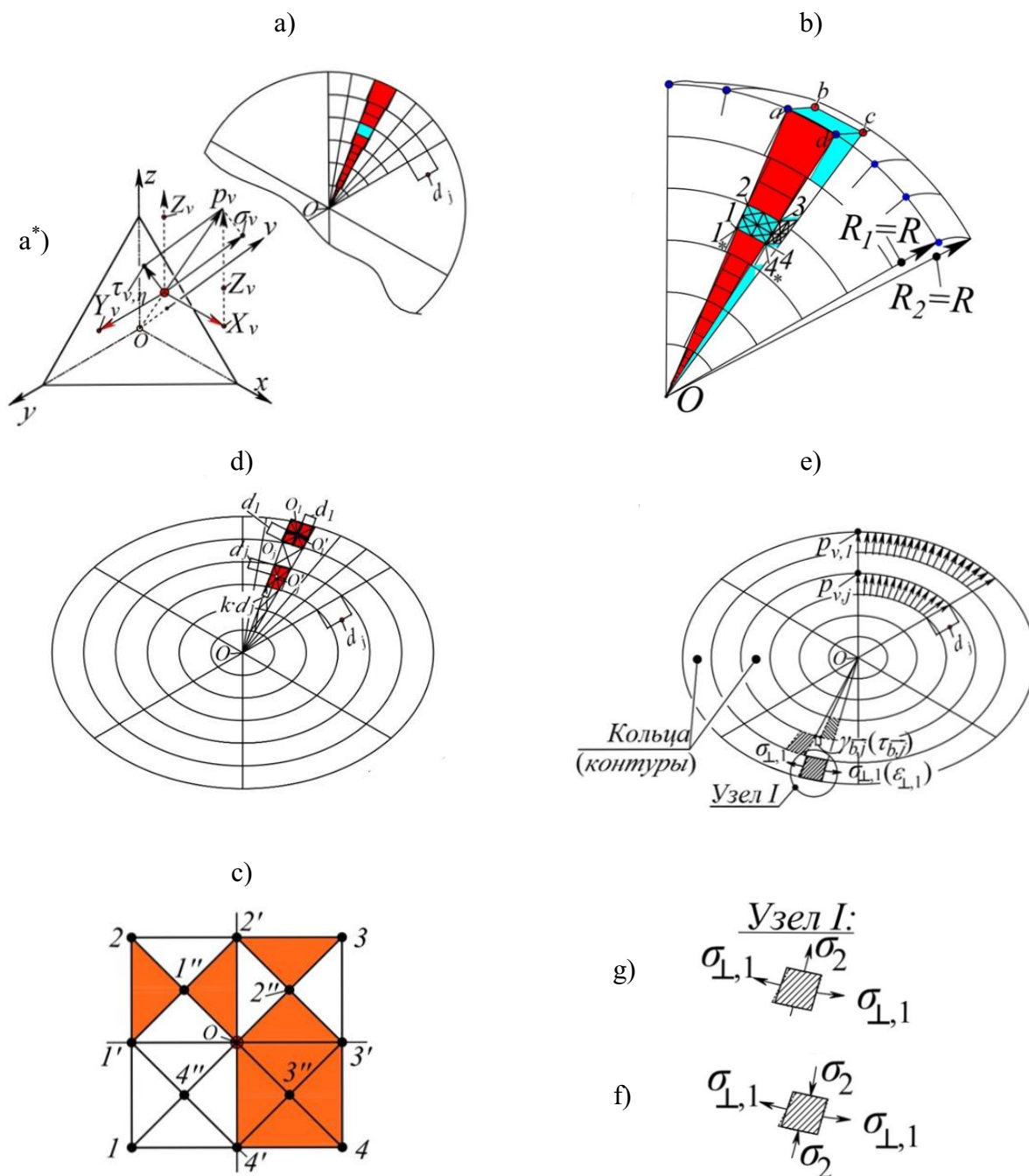


Рисунок 3 - Общая модель на основе «восьмерки» из различных сочетаний призм-тетраэдров: a*) внутренние октаэдрические и чистые сдвиги плоскостей скольжений; а) форма шара, полученная через суммирование его объемных секторов и их нескольких радиус-уровней; б) в масштабе больший отдельный сектор из уровней с ячейками структуры; в) «восьмерка» структуры для общей модели кристалла материалов; д, е) параболоид из суммы объемных секторов от уровней внутренних напряжений для колец-контуров; г, ф) элемент сжатого и растянутого бетона

В зоне предразрушения, с локализованной деформацией w в этой зоне и с образованием новых удельных поверхностей трещины. Определение скорости высвобождения энергии ζ_{bu} выполняется на основании функционала механики разрушения:

$$\zeta_{bu} = \lim_{\delta A \rightarrow 0} \left(\frac{\delta W - \delta V}{\delta A} \right) = \frac{dW}{dA} - \frac{dV}{dA} \quad (19)$$

Здесь δV – уменьшение потенциальной энергии тела при продвижении трещины на малое приращение δa ; δW – дополнительная работа, совершаемая над телом при продвижении трещины на малое приращение δa .

Остановимся более подробно на основных положениях и особенностях построения двухконсольного элемента (ДКЭ), в зоне трещины. Для сплошного тела, напряженно-деформированное состояние которого анализируется методами теории упругости и пластичности, выделяется элементарный куб, описывающий связь между напряжениями и деформациями в точке. Затем, при переходе к сечению, установленная связь интегрируется по всему сечению. В итоге задача сводится к дифференциальным уравнениям, точное решение которых, как правило, весьма сложно. В сопротивлении материалов принята гипотеза плоских деформаций для всего сечения, значительно упрощающая решение такой задачи. Для несплошного тела с трещиной при установлении связи между напряжениями и перемещениями методы, разработанные в теории упругости, пластичности и сопротивлении материалов, становятся неприменимыми. Тем не менее, использование основополагающего метода сечений применительно к материалу с трещинами приносит свои положительные результаты. Это относится и к приближенному приему определения коэффициента интенсивности напряжений, его же можно использовать и при выделении специального ДКЭ.

Выделение такого ДКЭ, включающего трещину, имеет свою специфику.

Во-первых, если ДКЭ выделяется для двухконсольного элемента на всю длину трещины, а не для какого-то ее элементарного участка, тогда длина трещины h_{crc} в общем случае определяется из следующего условия механики разрушения:

$$\frac{d\zeta_{bu}}{dh_{crc}} = 0 \quad (20)$$

Формула (20) обусловлена принципом Сен-Венана, применительно к околоарматурным зонам рабочих арматурных стержней, прилегающим к трещине.

Рассмотрим короткий ДКЭ, длина которого известна по конструктивным соображениям. Этот элемент выделяется на половине длины зоны, прилегающей к трещине, расположенной между рабочими арматурными стержнями, например, хомутами или многоярусной продольной арматурой (см. рисунок 4 *c-j*).

При этом, условие (20), из которого находится длина трещины h_{crc} , заменяется условием для отыскания проекции пространственной трещины S , с использованием функции и множителей Лагранжа λ_i . Из условия экстремума функции многих переменных $F_{1,2} = f(q_{sw}, x_B, \sigma_s, x, \sigma_b, \sigma_{s,l}, \sigma_{b,l}, C_2 \dots \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4, \lambda_5, \lambda_6, \lambda_7, \dots)$, и вытекающих из него равенств нулю соответствующих частных производных определяется длина и проекция пространственной трещины S .

Определение переходного ДКЭ между зависимостями механики разрушения и уравнениями деформационной теории железобетона выполняется методом итераций.

Для вычисления неизвестного усилия в двухконсольном элементе $X_1 = \Delta T$, воспользуемся выражением для величины ξ_{bu} , как функции податливости. Эту функция определяется из определения на основании функционала (19).

Податливость C элемента определяется соотношением (21):

$$e_0 = C \cdot P_0 \quad (21)$$

Тогда, имеем (22), (23)

$$V = \frac{2}{3} \cdot P_0^2 \cdot C \quad (22)$$

$$\frac{dV}{dA} = \frac{3}{4} \cdot C \cdot P \cdot \frac{\delta P}{\delta A} + \frac{2}{3} \cdot P^2 \cdot \frac{\delta C}{\delta A} \quad (23)$$

Аналогично можно преобразовать член dW / dA :

$$\frac{dW}{dA} = P \cdot \frac{\delta e}{\delta A} = P \cdot C \cdot \frac{\delta P}{\delta A} + \frac{2}{3} \cdot P^2 \cdot \frac{\delta C}{\delta A} \quad (24)$$

Подставляя выражения (23), (24) в уравнение (19), получим:

$$\zeta_{bu} = \frac{1}{3} \left(P^2 \cdot \frac{\delta C}{\delta A} - C \cdot P \cdot \frac{\delta P}{\delta A} \right) \quad (25)$$

Применительно к выделенному двухконсольному элементу, находящемуся под воздействием ряда усилий, $(\Delta T, P_1, P_2, q, M_{con})$, выражение (25) принимает вид (26):

$$\zeta_{bu} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n \left(\frac{P_i^2 \cdot \delta C_i}{\delta A} - C_i P_i \frac{\delta P_i}{\delta A} \right) \quad (26)$$

Перемещения в любых, интересующих сечениях $(\Delta_1 \dots \Delta_i)$ определяются методами строительной механики. Перемещения, связанные с поворотом заделки на угол φ_2 определяются из геометрических соотношений:

$$\delta_I = \varphi_2 \cdot h_{crc} ; \quad (27)$$

$$\delta_{II} = \varphi_2 \cdot \left(h_{crc} - \frac{1}{3} t \right) ; \quad (28)$$

$$\delta_{III} = \varphi_2 \cdot \left(h_{crc} - t - \frac{5}{8} m \right) \quad (29)$$

Переходя к соответствующим податливостям двухконсольного элемента, имеем:

$$C_I = \frac{2 \cdot \Delta_I}{\Delta T} ; \quad (30)$$

$$C_{II} = \frac{2 \cdot \Delta_{II}}{-P_1} ; \quad (31)$$

$$C_{III} = \frac{2 \cdot \Delta_{III}}{P_2} ; \quad (32)$$

$$C_0 = \frac{2 \cdot \varphi_2}{M_{con}} \quad (33)$$

Определение параметров, входящих в формулы (30)-(33) не вызывает затруднений, например (см. рисунок 4) (34), (35):

$$P_1 = 0.5 \cdot \sigma'_{bt} \cdot b \cdot t ; \quad (34)$$

$$P_2 = \frac{2}{3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot m \quad (35)$$

Податливость, соответствующая распределенной нагрузке, может быть выражена в виде (36):

$$C_q = \frac{2 \cdot A_{\Delta q}}{q} , \quad (36)$$

где $q = b \cdot R_{bt} / A_{\Delta q}$ - площадь эпюры перемещений на участке распределенной нагрузки.

Когда все параметры в формуле (24) выражены в виде функции длины трещины h_{crc} (именно по этому параметру выполняется дифференцирование в случае использования в качестве расчетного ДКЭ), можно перейти к преобразованиям этой формулы к виду (37):

$$\zeta_{bu} = \frac{1}{3b} \cdot \left(\Delta T^2 \cdot \frac{\partial C_I}{\partial h_{crc}} + P_1^2 \cdot \frac{\partial C_{II}}{\partial h_{crc}} + P_2^2 \cdot \frac{\partial C_{III}}{\partial h_{crc}} \right) + b^2 R_{bt}^2 \cdot \frac{\partial C_q}{\partial h_{crc}} + M_{con}^2 \cdot \frac{\partial C_0}{\partial h_{crc}} - C_I \cdot \Delta T \frac{\partial \Delta T}{\partial h_{crc}} - C_{II} P_1 \cdot \frac{\partial P_1}{\partial h_{crc}} - C_{III} P_2 \cdot \frac{\partial P_2}{\partial h_{crc}} - C_0 M_{con} \cdot \frac{\partial M_{con}}{\partial h_{crc}} . \quad (37)$$

Выполнив дифференцирование, после соответствующих алгебраических преобразований получим зависимость (функцию), связывающую касательное усилия вблизи трещины $\Delta T(h_{crc}, \zeta_{bu}, \varepsilon_{q1el}, b, t, \eta_1, \eta_2, \eta_5, \eta_7, \eta_8, \eta_{14}, \eta_{15})$ с длиной ее развития h_{crc} через новую константу бетона ζ_{bu} .

В качестве условия прочности бетона используется предельное значение интенсивности касательных напряжений (T_s) [16]:

$$T_s = T_c k(\lambda, \delta) . \quad (38)$$

Здесь $k(\lambda, \delta)$ - коэффициент изменения предельного значения интенсивности касательных напряжений для рассматриваемого вида напряженного состояния по сравнению с предельным значением при чистом сдвиге (T_c); $e = \frac{R_b R_{bt}}{3T_c^2} - 1$ (для бетона отношение R_b / R_{bt} равно примерно 10); $\delta = e(S/T)^3$; S - инвариантная величина, третья степень которой с точностью до постоянной совпадает с третьим инвариантом девиатора напряжений I_{D3} ; T - значение интенсивности касательных напряжений для рассматриваемого вида напряженного состояния; $f = 3T_c(R_c - R_p) / R_c R_p$; $\lambda = f\delta / T$; - коэффициент, связанный с величиной среднего напряжения; $\sigma = \sigma_s = \lambda k(\lambda, \delta) H$ - предельное значение напряжения $\sigma = \sigma_s$; $H = T_c / f$ - предел прочности при всестороннем растяжении.

В качестве условия прочности бетона предельное значение интенсивности касательных напряжений T_s для рассматриваемого вида напряженного состояния принимается согласно работы профессора Г.А. Гениева [16].

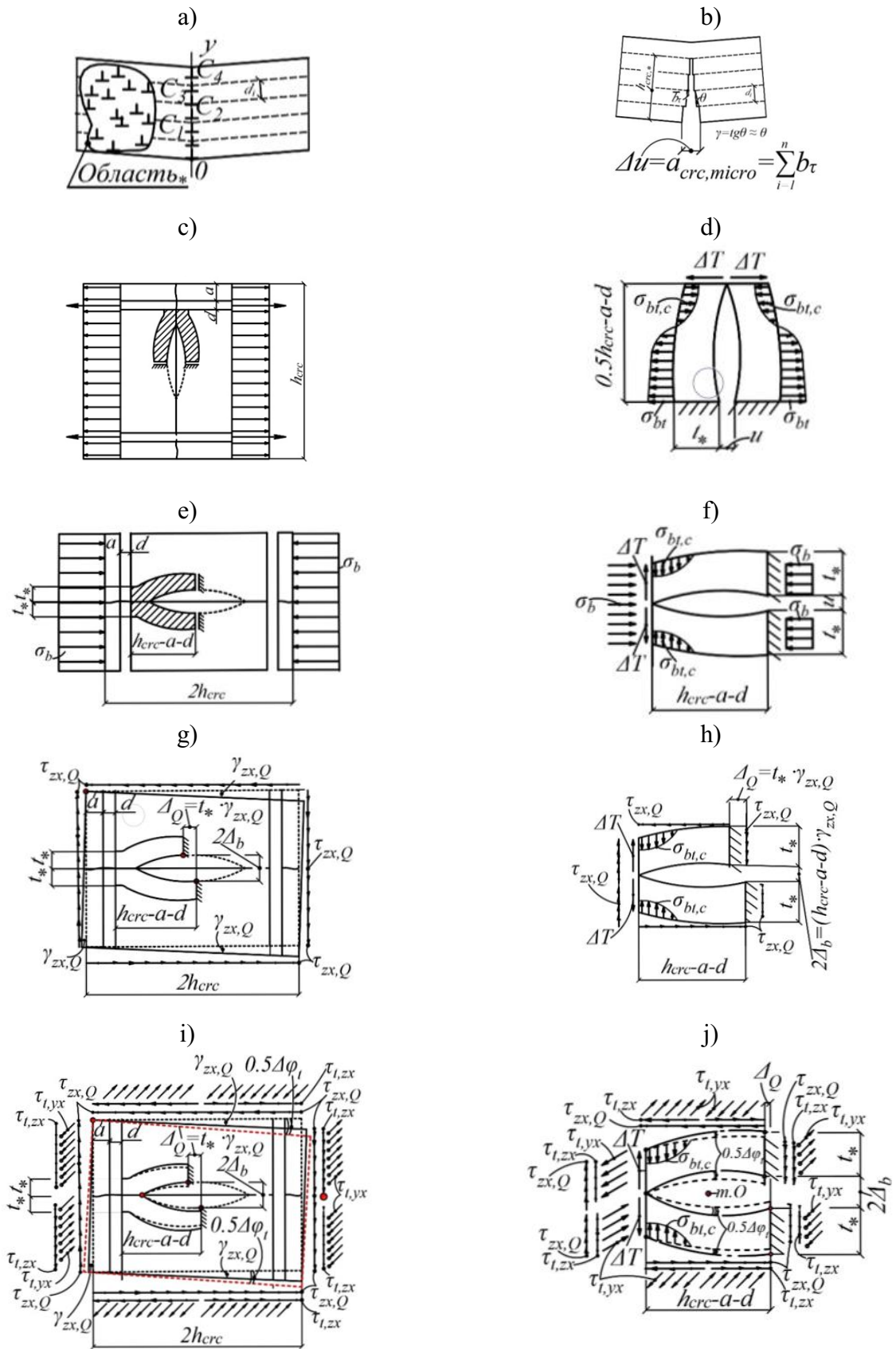


Рисунок 4 – Структура материала в месте накопления полигонизаций - первый механизм, а также образование и развитие микротрещин с последующим разрывом - второй механизм: а) пластическая деформация области* свободных краевых дислокаций; б) устойчивые конфигурации дислокации стенки для сопротивления двухконсольных элементов из железобетонной конструкции; с, д) растянутых; е, ф) сжатых; г, h) сдвига; и, j) кручения

Важным вопросом при реализации рассмотренной расчетной модели является модуль дилатации, который следуя [16] определяется соотношением:

$$g_0 = -\frac{\theta_c}{\Gamma_c^2}, \quad (39)$$

где θ_c — предельная объемная деформация при чистом сдвиге; $g_0 > 0$, поскольку $\theta_c < 0$; Γ — интенсивность деформаций сдвига, то есть $\Gamma = \sqrt{2/3} \cdot \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}$ и Γ_c — предельная интенсивность деформаций при чистом сдвиге.

Предложена функция $g(\zeta)$ для модуля дилатации, в которой отражаются нагружения первой $g_{cr,c,0}$, второй g_R , и третьей g_u , стадии напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента. Из рассмотрения второй стадии получено $g(\zeta) = g_R = g_0$. При этом для железобетона связь « $\sigma_b - \varepsilon_b$ » доходит до максимальной точки R_b ; ε_{bR} , а затем переходит в нисходящую ветвь, до точки $(\beta R_b; \varepsilon_{bu})$ для предельного значения $g(\zeta)$ для второй стадии II ($\sigma_b = R_b$, $\varepsilon_b = \varepsilon_{b,R}$ и $\sigma_{bt} = R_{bt}$, $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt,R}$) соответствует g_0 :

$$g(\zeta_R) = A_f \zeta_R^2 + B_f \zeta_R + C_f = g_0 = -\frac{\theta_c}{\Gamma_c^2}. \quad (40)$$

Здесь A_f, B_f, C_f - коэффициенты, принимаемые по работе [22].

В итоге в предельной общей модели в форме параболоида (или шара) расчетные параметры получают суммированием объемных секторов на их нескольких радиус-уровнях.

Выводы

1. Для структуры кристаллов различных материалов предложена *общая деформационная модель* на основе сочетаний призм-тетраэдров. Записаны внутренние октаэдрические и чистые сдвиги плоскостей скольжений. При этом форма параболоида получена суммированием его объемных секторов на нескольких радиус-уровнях. Важными элементами модели является предложенный первый процесс при перемещении трещины (суммировании деформации $\varepsilon_{b,sum}$) для ступени соответствующей стадий нагружения, включающий развитие трещин $\varepsilon_b, h_{cr,c}$, изменение расстояний между трещинами $\varepsilon_b, l_{cr,c}$ и быстротекущую ползучесть ε_b, pl , а также второй процесс связанный с уменьшением релаксирующих напряжений $\Delta\sigma_{b,relax}$ на диаграмме интенсивности « $\sigma_i - \varepsilon_i$ » « \rangle ».

2. *Общая модель* соединяет «восьмерки из сферы» в форме параболоида или шара, а рассматриваемая модельная среда использует энергетическую интерпретацию в виде интегралов среднего квадратичного значения напряжения в элементе. Парные касательные напряжения на поверхности сферы приближенно равны суммированным октаэдрическим напряжениям при чистом сдвиге. Минимальные касательные напряжения (чистый сдвиг) получены из одноосевого растяжения $\tau_{min} = 1.2R_{bt}/2$, а максимальные - из сжатия $\tau_{max} = R_u/2 = 1.2R_{bt}/2$. При этом критическая интенсивность октаэдрических напряжений для скольжений плоскостей также определена в виде $\tau_i = 0,6R_{bt}$.

3. Процесс разрушения имеет в своей основе два взаимообусловленных и взаимонаправленных механизма: *первый* - образование пластических деформаций путем сдвига по определенным кристаллографическим плоскостям, а *второй* - образование и развитие трещин с последующим разрывом. В структуре кристаллов различных материалов общей модели возможно существование *микротрещин*, для которых получены угловые деформации $\Delta_{cr,c,micro}$, линейные деформации от раскрытия микротрещин $a_{cr,c,micro}$ толщина слоя d_i , расстояния $l_{cr,c,micro}$ и высота микротрещин $h_{cr,c,micro}$.

4. Показано, что несколько непосредственно соседствующих дислокаций по мере их развития образуют микротрещину. Для легких и тяжелых бетонов при определении нижних границ микротрещинообразования используются такие параметры как: напряжения R_{crc}^0, R_{crc}^v или $R_{crc,t}^0, R_{crc,t}^v$, деформации $\varepsilon_{crc,0}$ или $\varepsilon_{crc,0,t}$, увеличение скорости нагружения у границы микротрещинообразования v_{sound} , энергия центральной области стандартной призмы $\varepsilon_{crc,0}$ или $\varepsilon_{crc,0,t}$, а также масса бетона m или m_t для «представительного объема» стандартной призмы или стандартной восьмерки. Для микро- и макротрещин получены внутренние угловые $\Delta_{crc,micro}$ и линейные перемещения $\Delta_u = a_{crc,micro}$. Для магистральных трещин в механике разрушения железобетона уточнены двухконсольные элементы растяжения, сжатия, поперечного сдвига и угловые деформации при кручении и на их основе определены сдвиги Δ_{crc} , ширина раскрытия a_{crc} и высоты развития трещин h_{crc} .

5. Обобщено понятие модуля дилатации для различных стадий напряженно-деформированного состояния бетона и железобетона и соединяющие для этих стадий параметры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко В.М., Колчунов. Вл.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: АСВ, 2004. 472 с.
2. Гольшев А.Б., Колчунов. Вл.И. Сопротивление железобетона. К.: Основа. 2009. 432 с.
3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 410 с.
4. Верюжский Ю.В., Гольшев А.Б., Колчунов Вл.И., Ключева Н.В., Лисицин Б.М., Машков И.Л., Яковенко И.А. Справочное пособие по строительной механике. В двух томах: Учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2014. 432 с.
5. Колчунов Вл.И., Федоров В.С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 8. С. 16–23. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.08.16-23>.
6. Верюжский Ю.В., Колчунов Вл.И. Методы механики железобетона. Учебное пособие. К.: Книжное издательство НАУ, 2005. 653 с.
7. Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов Вл.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Коноров А.В. Результаты экспериментальных исследований конструкций квадратного и коробчатого сечений из высокопрочного бетона при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2018. № 6(80). С. 32–43.
8. Баширов Х.З., Колчунов Вл.И., Федоров В.С., Яковенко И.А. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений. М.: АСВ, 2017. 248 с.
9. Гольшев А.Б., Колчунов Вл.И. Сопротивление железобетонных конструкций, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях (монография). Киев: Основа, 2010. 286 с.
10. Гольшев А.Б., Колчунов Вл.И., Яковенко И.А. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях. Киев: Талком, 2015. 371 с.
11. Петров В.В. Нелинейная инкрементальная строительная механика. М.: Инфра-Инженерия, 2014. 480 с.
12. Кадашевич Ю.И., Новожилов В.В. Теория пластичности, учитывающая остаточные микронапряжения // Прикладная математика и механика. 1958. № 1. С. 78–89.
13. Бараз В.Р., Левченко В.П., Повзнер А.А. Строение и физические свойства кристаллов. Екатеринбург: УГТУ-УПИ, 2009. 164 с.
14. Остаповец А., Пайдар В. Оценка напряжения Пайерлса для граничных дислокаций // Физика металлов и металловедение. 2011. № 3. С. 235–241.
15. Благовещенский В.В., Панин И.Г. Исследование модели дислокационного источника Франка-Рида // Известия высших учебных заведений. Материалы электронной техники. 2012. № 1. С. 40–45.
16. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1974. 316 с.
17. Митасов В.М., Стаценко Н.В. Особенности развития трещин в железобетонных балках с организованными трещинами // Политранспортные системы. Новосибирск: Сибирский государственный университет путей сообщения. 2020. С. 230–235.
18. Митасов В.М. Образование и развитие стохастических трещин в хрупких и квазихрупких материалах (на примере железобетонных конструкций) // Природные и интеллектуальные ресурсы Сибири

(СИБРЕСУРС-24-2018). Томск: Издательство Томского государственного университета систем управления и радиоэлектроники. 2018. С. 105-109.

19. Петров В.В., Селяев П.В. Инкрементальная модель взаимодействия нелинейно деформируемых материалов с агрессивными средами // Долговечность строительных материалов, изделий и конструкций. Саранск: Мордовский государственный университет им. Н. П. Огарёва. 2014. С. 145-151.

20. Петров В.В. Методы выделения главной части решения при расчете нелинейно деформируемых балок // Вестник Саратовского государственного технического университета. 2011. № 3(61). С. 160-169.

21. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Клюева Н.В., Никулин А.И., Пятикрестовский К.П. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях. М.: АСВ, 2004. 216 с.

22. Колчунов В.И. Физическая суть сопротивления бетона и железобетона от дислокаций до трещин // Строительство и реконструкция. 2022. № 4(102). С. 15-35.

REFERENCES

1. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Calculation models of the force resistance of reinforced concrete. M.: ASV, 2004. 472 p.
2. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. Reinforced concrete resistance. K: Osnova. 2009. 432 p.
3. Karpenko N.I. General models of reinforced concrete mechanics. M.: Stroyizdat, 1996. 410 p.
4. Veryuzhskiy Yu.V., Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Lisitsin B.M., Mashkov I.L., Yakovenko I.A. Reference manual on structural mechanics. In two volumes. M.: ASV, 2014. 432 p.
5. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Conceptual hierarchy of models in the theory of resistance of building structures. Industrial and civil engineering. 2020. No. 8. Pp. 16–23.
6. Veryuzhskij YU.V., Kolchunov V.I. Methods of mechanics of reinforced concrete. K.: NAU, 2005. 653 p.
7. Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kaprielov S.S., Demyanov A.I., Konorev A.V. The results of experimental studies of structures square and box sections in torsion with bending // Building and reconstruction. 2018. No. 6(80). Pp. 32-43.
8. Bashirov H.Z., Kolchunov V.I., Fedorov V.S., Yakovenko I.A. Reinforced Concrete Composite Structures of Buildings and Structures. M.: ACB, 2017. 248 p.
9. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. Resistance of reinforced concrete structures erected in complex engineering and geological conditions. Kiev: Osnova, 2010. 286 p.
10. Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. Resistance of reinforced concrete structures, buildings and structures erected in complex engineering and geological conditions. Kiev: Talkom, 2015. 371 p.
11. Petrov V.V. Nonlinear incremental structural mechanics. Moscow: Infra-Engineering, 2014. 480 p.
12. Kadashevich Yu.I., Novozhilov V.V. The theory of plasticity, taking into account residual microstresses // Applied mathematics and mechanics. 1958. No. 1. Pp. 78-89.
13. Baraz V.R., Levchenko V.P., Povzner A.A. Structure and physical properties of crystals Ekaterinburg: UGTU-UI, 2009. 164 p.
14. Ostapovets A., Paydar V. Evaluation of Pyerls stress for boundary dislocations // Physics of Metals and Metal Science. 2011. No. 3. Pp. 235-241.
15. Blagoveschensky V.V., Panin I.G. Study of Frank–Read dislocation source model // Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii. Materials of Electronics Engineering. 2012. No. 1. Pp. 40-45.
16. Geniev G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. Theory of Plasticity of Concrete and Reinforced Concrete. M: Stroyizdat, 1974. 316 p.
17. Mitasov V.M., Statsenko N.V. Peculiarities of Cracking Development in Reinforced Concrete Beams with Organized Cracks // Polytransport Systems. Novosibirsk: Siberian State University of Railway Transport, 2020. Pp. 230-235.
18. Mitasov V.M. Formation and development of stochastic cracks in brittle and quasi-brittle materials (on the example of reinforced concrete structures) // Natural and intellectual resources of Siberia (SIBRESURS-24-2018). Tomsk: Publishing house of Tomsk State University of Control Systems and Radioelectronics. 2018. Pp. 105-109.
19. Petrov V.V., Selyaev P.V. Incremental Model of Interaction of Nonlinearly Deformable Materials with Aggressive Medium // Durability of Building Materials, Products and Constructions. Saransk: N. P. Ogarev Mordovian State University. 2014. Pp. 145-151.
20. Petrov V.V. Methods of selecting the main part of the solution in the calculation of nonlinearly deformed beams // Bulletin of the Saratov State Technical University. 2011. No. 3(61). Pp. 160-169.
21. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Nikulin A.I., Pyatikrestovskiy K.P. Strength and Deformability of Reinforced Concrete Structures under Beyond Design Influences. Moscow: ABC, 2004. 216 p.
22. Kolchunov V.I. Physical essence of resistance of concrete and reinforced concrete from dislocations to cracks // Building and reconstruction. 2022. No. 4(102). Pp. 15-35.

Информация об авторе:

Колчунов Владимир Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,
член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры уникальных зданий и сооружений.

Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН, г. Москва, Россия,
ведущий научный сотрудник.

E-mail: vlik52@mail.ru

Information about author:

Kolchunov Vladimir Iv.

Southwestern state university, Kursk, Russia,
corresponding member of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Unique Buildings and Structures.

Scientific Research Institute of Construction Physics RAASN, Moscow, Russia,
leading researcher.

E-mail: vlik52@mail.ru