Ордобаев Б.С.

КАЛЫҢ ТЕМИРБЕТОНДУУ ПЛИТАНЫН ЖАНА ДУБАЛ-БАЛКАЛАРЫНЫН ӨЗӨГҮНДӨГҮ АЛАРДЫН ЧЫҢАЛУУГА БОЛГОН СЕРПИЛГИЧТИГИНИН БЕКЕМДИГИН ТАКТОО

Ордобаев Б.С.

ПРОЧНОСТНОЙ РАСЧЕТ ТОЛСТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ И БАЛОК-СТЕНОК НА ОСНОВЕ ИХ «УПРУГОГО» ПОЛЯ НАПРЯЖЕНИЙ

Ordobayev B. C.

STRENGTH CALCULATION OF THE THICK CONCRETE SLABS AND DEEP BEAMS ON THE BASIS OF THEIR «ELASTIC» STRESS FIELDS

УДК:699.841

Бул макалада калың темирбетондуу плита жана дубал-балкаларынын өзөгүндөгү аладын чыңалууга болгон серпилгичтигинин бекемдигин тактоо каралган.

В данной статье рассматриваются прочностной расчет толстых железобетонных плит и балок-стенок на основе их «упругого» поля напряжений.

This article discusses the strength analysis of thick concrete slabs and beams-walls on the basis of their "elastic" stress field.

Указанные толстые плиты являются основными несущими элементами монолитных зданий АЭС, имеющих чрезвычайно сложную структуру. В [1] показано, что пока не удается получить какую-либо иную достоверную информацию, кроме «упругого» поля $\{\sigma\}$ в толстых плитах АЭС с учетом их совместной работы со зданием.

В [1] дано обоснование правомерности подбора сечений арматуры по компонентам «упругого» поля $\{\sigma\}$, найденного экспериментальным или численным путем.

В общем случае, напряженное состояние толстых плит АЭС является трехмерным. Поэтому в строгой постановке прочностной расчет, толстых плит должен вестись на основе 3-хосного поля напряжений. Однако, осуществить на практике такой расчет практически невозможно, т.к. строгое условие прочности 3-хосно напряженного сжато-растянутого железобетона имеет настолько сложный вид, что не удается производить на его основе подбор сечений арматуры и прочностной расчет.

Однако, некоторые особенности работы позволяют его упростить, разбив 3-хмерное поле $\{\sigma\}$ на два 2-хмерных. Эти особенности состоят в следующем. Во-первых, в реальных плитах напряжения, т.е. $\tau_{xz} = \tau_{zx} \approx 0$ малы по сравнению с остальными. Во-вторых, с учетом этого при 3-хосном расстоянии напряжения в растянутой арматуре направления X определяются формулами:

$$\mu_x R_s = \sigma_x + \tau_{xy} ctg\alpha, \quad \mu_z R_s = \sigma_z + \tau_{zy} ctg\beta$$

т.е. коэффициенты армирования μ_xи μ_z зависят от разных напряжений. В-третьих, в 3-хосно сжатом бетоне его прочность заведомо выше, чем в двухосно и одноосно сжатом.

В связи с этим предложен принцип разложения поля $\{\sigma\}$ на два двухмерных поля. σ_x, σ_y, $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, а также σ_z, σ_y, $\tau_{zy} = \tau_{yz}$. При этом арматура A_xи A_zнаправления Xи Z подбирается соответственно по напряжениям 1-го и 2-го поля $\{\sigma\}$.

В тех зонах, предельные состояния которых определено текучестью растянутой арматуры, такой подход является почти строгим. В тех зонах, где при разрушении бетона арматура не достигает предела текучести, и прочность определена прочностью сжато-растянутого бетона, взаимное влияние 2-х растягивающих напряжений σ^+_xи σ^+_z на прочность бетона, сжатого напряжением σ_y^-, учитывается при подборе арматуры введением понижающего коэффициента K.

В тех зонах, где возникает необходимость постановки вертикальной арматуры направления Y, как по первому, так и по второму полю *«σ»* производиться суммирование площадей A^1_y и A^2_y. Отметим, что напряжение σ_y всегда отрицательно и везде, кроме приопорных зон, мало по сравнению с остальными напряжениями. Поэтому его двойной учет при подборе арматуры A_x и A_z приводит к незначительному перерасходу арматуры.

Указанные 2 плоских поля $\{\sigma_1\}$ и $\{\sigma_2\}$ являются полями в балках-стенках, вырезанных из плиты плоскостями XY и YZ.

При таком подходе метод прочностного расчета толстых плит можно трактовать как лишь некоторое обобщение этого метода, разработанного для балок-стенок. Т.е. эти две разные задачи (имеют) становятся весьма близкими и не имеют качественных отличий.

Поля *«σ»* в балках-стенках получается как частный случай поля *«σ»* в толстых плитах при обращении в нуль одного из главных напряжений. Поэтому методику прямого прочностного расчета балок-стенок мы будем трактовать как частный случай, предлагаемый ниже аналогичной методике для толстых плит. Исходим из того, что «упругое» поле *«σ»* от действия всех расчетных получено экспериментально – методом фото-упругости. При этом эксперимент позволяет нам найти следующие напряжения в горизонтальной толстой плите на любой интересующей нас вертикальной линии плиты:

- горизонтальныеконтурные напряжения в 2-х взаимно ортогональных направлениях X и Z, $\sigma_x^{ниж}$, $\sigma_x^{верх}$, $\sigma_z^{ниж}$, $\sigma_z^{верх}$;
- горизонтальные напряжения в срединной плоскости плиты $\sigma_x^{ср}$ и $\sigma_z^{ср}$;
- максимальные по толщине плиты значение касательных напряжений τ_{xy} и τ_{zy}, действующих в вертикальных плоскостях XY и ZY;
- максимальные по толщине плиты значение вертикальных напряжений σ^-_y.

Подбор сечений арматуры производится отдельно для каждого расчетного участка, на которые разбивается многопролетная плита. При этом полагает, что в пределах одного расчетного участка интенсивность армирования постоянна, т.е. коэффициенты μ_x, μ_y, μ_z не меняются. Эти коэффициенты назначаются по компонентам поля *«σ»* в наиболее опасной малой зоне этого участка.

К толстым плитам сверху и снизу монолитно примыкают стены. При этом верхние стены нагружают плиту, и нижние стены являются ее опорами и делят плиту на отдельные пролеты – защемленные плиты. Каждая такая плита имеет опорные и пролетные зоны, которые могут являться указанными расчетными участками.

Рассмотрим типы расчетных участков и возможные виды поля *«σ»*, которые могут встретиться при расчете толстой многопролетной плиты или многопролетной балки-стенки.

Тип 1. Сначала производим подбор сечений арматуры в направлении X и потому напряжения $\tau_{zy} = \tau_{yz}$ здесь пока не используются.

Расчетным участком является пролетная зона одного из пролетов многопролетной плиты (балок-стенок).

Эта зона может быть загружения сверху вертикальной равномерно распределенной по всей плите нагрузкой интенсивности q КН/м^2, а также нагрузкой P, от верхней стены приложенной на некотором прямоугольном малом участке плиты размерами $a \times b$. В поле *«σ»* каждого расчетного участка малая наиболее напряженная область, в которой компоненты поля *{σ}* максимальны.

Случай 1. По всей толщине плита вдоль оси X оказывается растянутой в одной или сразу в двух направлениях (балок-стенок растянута по всей высоте).

Этот случай наиболее неблагоприятен, т.к. арматура A_x здесь должна воспринимать как растяжение, так и срез. (Растянутый бетон нельзя учитывать в работе на срез).

В таких зонах должны быть относительно невелики вертикальные нагрузки и напряжения τ_{xy} (τ_{zy}). В противном случае необходимо поменять расчетную схему плиты, подперев ее стеной.

Считаем, что верхняя и нижняя арматура A_xодновременно воспринимает растяжение и сдвиг. Заменяем реальную эпюру *«σ$_x$»* прямоугольной эпюрой той же площади с ординатой $\check{G} = \omega^+_{\sigma_x}\frac{1}{\delta}$. Считаем, что в сечении действует прямоугольная эпюра *«τ»* с ординатой $\dagger = \tau^{max}_{xy}$. Полагаем, что напряжения $\check{G}_x$ и $\dagger$ в возникшей сквозной трещине воспринимаются растянутой арматурой, ее пересекающей. Требуемое предельное напряжение в арматуре μR_s находим из условия пластичности Треска

$$(\mu R_s)^2 = \check{G}_x^{\,2} + 3\dagger^2$$

Отсюда получаем формулу для необходимой величины коэффициента армирования μ_x и сечение арматуры A_x

$$\mu_x = \frac{1}{R_s}\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2}\ ;\quad A_x = \mu_x \cdot \delta_м \cdot 1_м$$

Затем арматура распределяется между верхней и нижней гранями плиты пропорционально соответствующими площадями и эпюры *«σ$_x$»*.

Случай 2. Верхняя часть сечения, нормального к оси Z, остается сжатой на высоту $Y_c^{упр}$.

Здесь срез только сжатой зоной бетона, поэтому при определении $\tau_{расч}$ надо учесть исчезновение касательных напряжений плоскости трещины, которая проходит по растянутой зоне.

Находим приведенное касательное напряжение в сжатой зоне сечения, ослабленного трещиной

$$\tau^* = \tau^{max}_{xy} \cdot \frac{\delta}{Y_c^{упр}}.$$

Находим среднее сжимающее напряжение в зоне σ^-_x и производим проверку прочности бетона, работающего на комбинацию сжатия и растяжения. Появление главного растягивающего напряжения $\sigma^+_{гл}$ вызвано действием: τ^*.

Зная напряжения $\check{G}_x^-$, τ^*, σ_y^-, находим главные напряжения $\sigma^+_{гл}$ и $\sigma_{гл}^-$ по формулам теории упругости и подставляемих в условия прочности сжато растянутого бетона, которая имеет вид

$$|\sigma_{гл}^-| + \sigma^+_{гл}\frac{R_b}{R_{bt}} < R_b \qquad (1)$$

проверяем условие неразрушимости бетона.

Учтя, что при возникновении трещины фактическая высота сжатой зоны сечения $Y_c^{ф}$ может оказаться меньше чем $Y_c^{упр}$, задаемся $Y_c^{ф} = 0{,}5\ Y_c^{упр}$. В этом случае учтя, что напряжение τ^* и $\check{G}_x^-$ возрастают вдвое, производим вторично проверку условия прочности (1).

Если она не удовлетворяется, то сжато-растянутую зону необходимо усилить вертикальными хомутами, которые при этом будут наклонены и направлению напряжения $\sigma^{+}_{гл}$под углом φ / $^{\pi}/_{4}$и должны воспринять его.

Исходим из условия прочности сжато-растянутого железобетона, где не учтена сжатая арматура, [1]:

$$\sigma_{гл}^{-} + \sigma^{+}_{гл} / (\sigma^{+}_{гл})_{max}\cdot k\cdot R_b \leq R_b$$

где $(\sigma^{+}_{гл})_{max} = \mu R_s cos^2\varphi,\ \varphi\leq{}^{\pi}/_{4},\ cos^2\varphi\geq 0,5$

$k = 0,5$при $\sigma_z \leq 0$; $k = 0,6$ при $\sigma_z \leq 0$.

Учтя эти соотношения, находим μ_x и имеем:

$$|\sigma_{гл}^{-}| + \frac{\sigma^{+}_{гл}}{0,5\mu R_s}\cdot k\cdot R_b = R_b \text{ отсюда}$$

$$\mu_x = \frac{2\sigma^{+}_{гл}\cdot k\cdot R_b}{R_s(R_b - \sigma^{-}_{гл})} \qquad (2)$$

Если в любом растянутом пролетном или опорном сечении сверху находиться стена, т.е. груз P, давление которого сосредоточено на малой площадке с размерами $a\times b$, то необходима проверка прочности растянутого по оси $X(Z)$ бетона на сжатие вдоль оси Y под грузом P. При этом проверка прочности по формулам (1,2) обычно выполняется, т.к. наличие груза приводит к возрастанию σ_y^{-}, т.е. не ухудшает условия работы сечения на прочность.

Тип 2. Сечение, нормальное к оси Z, проходит возле опоры в зоне действия максимальных касательных напряжений.

Верхняя зона сечения растянута и не воспринимает напряжения τ_{xy}. Верхняя арматура подбирается из условия воспринятая этого растяжения по формуле

$$A_x^{верх} = \frac{\omega^{верх}_{\sigma_x}}{R_s}$$

Нижняя зона воспринимает срез и потому сжата – растянута. Главные растягивающие напряжения наклонны к оси нижней арматуры $A_x^{ниж}$ под углом φ / $^{\pi}/_{4}$; $cos^2\varphi \geq 0,5$.

Площадь сечения нижней растянутой арматуры, которая пересекает эту зону находиться по формуле, аналогичной (2)

$$A_x^{ниж} = \mu_x(\delta - Y_c)\cdot 1 = \frac{2\sigma^{+}_{гл}\cdot k\cdot R_b}{R_s(R_c - \sigma^{-}_{гл})}\cdot(\delta - Y_c)\cdot 1 \qquad (3)$$

Тип 3. Сечение, нормальное к оси Z, над опорой.

Случай 1. Над опорой на малом участке $a\times b$ к плите приложена сосредоточенная сжимающая сила P от верхней стены.

По формуле (4), аналогичной по смыслу (2,3), подбираем сечение верхней растянутой $A_x^{верх}$, которая обеспечивает прочность сжато-растянутого бетона под верхней стеной которая давит на плиту напряжением $\sigma_y^{cm} = \sigma_{гл}^{-}$. Здесь главными являются площадки, нормальные к осям X и Y. Учтя, что здесь $\varphi = 0$ и $cos^2\varphi = 1$имеем

$$A_x^{верх} = (\delta - Y_c')\frac{\sigma^{+}_{гл}\cdot k\cdot R_b}{R_s(R_b - \sigma^{ст}_{y})} \qquad (4)$$

где Y_c' – высота нижней сжатой зоны, известна из эксперимента.

Если величина $|\sigma_{гл}^{-}|$ велика и близка к $0,7R_b$, т.е. $\sigma_{гл}^{-} \geq R_b\ (1 - {}^{k}/_{1,5})$, то в зону плиты под стеной необходимо ставить верхнюю сжатую арматуру, позволяет существенно разрушить зону. Она подбирается по формуле

$$\mu_c = \left[\sigma^{-}_{гл} - R_b\left(1 - \frac{k}{1,5}\right)\right]\frac{1}{0,7R_s} \qquad (5)$$

В этом случае сечение растянутой арматуры $A_x^{верх}$ подбирается по формуле

$$A_x^{верх} = (\delta - Y_c')\ \frac{\sigma^{+}_{гл}\cdot k\cdot R_b}{R_s(R_b + 0,7R_s\mu_c - \sigma^{-}_{гл})} \qquad (6)$$

В нижней 3-хосно сжатой зоне уровень напряжений $(\sigma_{гл}^{-})_{max}$ не должен превышать величины R_b.

После проведенного подбора сечений арматуры в направлении X аналогично производиться подбор сечений арматуры в направлении Z. В расчетных формулах (1-5) при нахождении $\sigma^{+}_{гл}$и $\sigma_{гл}^{-}$ вместо компонентов σ_xиτ_{xy} используются компоненты напряжений σ_z и τ_{yz}.

Изложенная методика позволяет решить задачу прямого прочностного расчета для толстых многопролетных железобетонных плит и балок-стенок.

Список литературы:

1. Смирнов С.Б. Методы предельного равновесия и условия прочности плоских конструкций, МИСИ, М, 1987, 445 с.

Рецензент: д.ф.-м.н., профессор Рудаев Я.И.