

ТЕОРИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Г. С. Григорян

**Учет влияния распора, появляющегося в изгибаемых
элементах железобетонных статически-неопределимых
систем в упруго-пластической области**

В железобетонном изгибаемом элементе центр вращения в сечении пластического шарнира совпадает, примерно, с центром тяжести сжатой арматуры. Изгибаемый железобетонный элемент с заделанными концами, с образованием трех пластических шарниров, превращается в трехшарнирную арку со стрелой подъема, приблизительно равной расстоянию между центрами верхней и нижней арматур*:

$$Z = h_0 - a'$$

и продолжает воспринимать возрастающую внешнюю нагрузку, если среда, окружающая рассматриваемый элемент, продолжает препятствовать смещениям его опор. При этом все дальнейшее приращение внешней нагрузки передается на окружающие рассматриваемый элемент части сооружения (1).

Экспериментальные исследования работы железобетонных рам, проведенные Гленвилем и Томасом (2), исследования ЦНИПС 1936—1937 г.г. (3) проводились над опытными образцами одноярусных рам, стойки которых не препятствовали смещениям опор ригеля, поэтому в них не возникал распор.

В наших исследованиях (1), благодаря специальной схеме опытных образцов, был измерен возникающий в изгибаемом элементе (ригеле рамы) распор (нормальная сила). Было установлено, как несомненный факт, появление нормальной силы (распора) в изгибаемых элементах статически-неопределимых железобетонных рам. Предположения, скорее догадки, и попытки теоретического обоснования распорности (Гвоздев), базирующиеся на косвенных данных опытов Гелера и Амаса с плитами, окаймленными ранд-балками, на данных экспериментов ЦНИПС с кольцевыми плитами, усиленными металлическим обручем и данных Томаса, подтвердились. Был экспериментально выявлен и измерен появляющийся в изгибаемых железобетонных элементах распор в различных стадиях работы двух

* Обозначения там, где они специально не оговорены, приняты в соответствии с действующими техническими условиями по железобетону.

опытных образцов под нагрузкой. Доказана распорность железобетонного изгибаемого элемента еще в первой стадии, т. е. еще до образования первых трещин.

Наши экспериментальные исследования показали, что вследствие появления распора в ригеле рамы происходит значительное перераспределение усилий. Стойки экспериментальных рам, нагруженные центрально, оказались внецентренно сжатыми, причем, эксцентриситет сжимающей силы увеличился настолько, что часть сечений стоек (по высоте) оказалась сжато-растянутой и в растянутой зоне появились трещины.

Благодаря распорности значительно увеличилась несущая способность ригеля. Сказанное показывает огромную важность и необходимость разработки методов расчетного учета распорности.

Можно различить распорность в упругой стадии работы рассматриваемого элемента, когда в нем еще не образовались трещины; в упруго-пластической стадии, когда есть трещины, но нет пластических шарниров, или число образовавшихся в данном элементе пластических шарниров $k < n$, где n — число независимых статически-неопределимых параметров, определяющих напряженное состояние железобетонного элемента и в пластической стадии — когда образованы все n пластических шарниров.

В упругой и упруго-пластической стадиях работы элемента рост распорности зависит от упругих характеристик элемента и среды, окружающей его. Поэтому задачу определения распора, вообще говоря, можно решить как статически-неопределимую задачу.

В стадии пластических деформаций задача становится статически-определимой — вся внешняя нагрузка (приращение внешней нагрузки) воспринимается распором. Не ставя перед собой цели дать общее решение задачи, рассмотрим следующий приближенный метод определения распора в упруго-пластической стадии работы элемента. Пусть в изгибаемом элементе возникают лишь три трещины: по одной трещине на опорах и в пролете; в остальных участках элемент остается абсолютно недеформируемым.*

Взаимное вращение и вращение относительно опор, образовавшихся половинок элемента, происходит вокруг трех осей, расположенных на уровне сжатых стержней.

$$\text{При этом } \Delta l = (\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3) \frac{\frac{h}{2} - a'}{h - a'} \quad \dots (1)$$

* В смысле возможности раскрытия трещин рассматриваемая схема распределения трещин является наихудшей из всех возможных. В действительности трещины бывают как то распределены по длине элемента; раскрытие каждой трещины в действительных условиях будет значительно меньше, чем при рассматриваемой схеме распределения трещин, когда они сосредоточены лишь в трех пунктах.

где Δl — удлинение элемента, измеренное по его геометрической оси, а $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$ — максимальные раскрытия рассматриваемых трех трещин. В литературе имеется много указаний о том, что трещины порядка 0,2—0,3 мм при эксплуатационных нагрузках можно считать вполне допустимыми. Считая

$$\frac{h}{2} \frac{-a'}{-a'} \approx 0,5, \text{ а также } \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 = 0,1 \text{ см,}$$

получаем $\Delta l \approx 0,05$ см. Следовательно, нормальная сила в рассматриваемом элементе должна быть такой, чтобы вызвать смещение его опор на 0,05 см.

Таким образом, если рассматриваемый элемент есть элемент некоторой рамной конструкции, нормальная сила в нем должна быть такой, чтобы вызвать расхождение его опорных точек на 0,05 см. Если все размеры системы известны, то это условие при принятых допущениях вполне достаточно для того, чтобы определить нормальную силу, возникающую в рассматриваемом элементе.

Распор, определенный указанным путем для испытанной нами рамы № 1 (по измеренным трещинам на опорах и в пролете), при нагрузке, равной половине разрушающей, показал хорошее совпадение с действительным измеренным распором.

При этом момент, воспринимаемый распором $m_n = 0,05 m_0$.

Если элемент рассчитан с учетом распора, определенного при эксплуатационной нагрузке указанным путем, то в действительности ширина раскрытия трещин в нем будет намного меньше чем 0,3 мм, поскольку расчет произведен с учетом наличия лишь трех трещин, а в действительности их будет гораздо большее количество.

Определив тем или иным путем распор, воспринимаемый окружающим рассматриваемый элемент сооружением, следует определить момент воспринимаемый им по формуле:

$$M_n = N (h_0 - a') \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

В (2) принято, что распор работает с плечом $h_0 - a'$.

Для бетонов низких марок это несколько преувеличено. В дальнейшем выражение для плеча внутренней пары должно быть уточнено.

Изгибающий момент M_0 — максимальный момент в соответствующей простой балке, распределяется между моментом, воспринимаемым распором (M_n) и моментами, воспринимаемыми пролетным и опорными сечениями:

$$M_0 = M_n + M_{пр.} + M_{оп.}$$

Соотношение между $M_{пр.}$ и $M_{оп.}$ может быть принято произвольным, однако, во избежание раннего появления и сильного раскрытия трещин, отступления от моментов, определенных расчетом упругой системы, не должны превышать 30%.

Например, $M_{пр.}$ по которому подбирается арматура в пролетном сечении, должен удовлетворять условию

$$\frac{M_{пр. \text{ упр.}} - M_{пр.}}{M_{пр. \text{ упр.}}} < 0,30 \quad (3)$$

Приведенный предел отступления (30%) заимствован из Указаний Наркомстроя (4), базирующихся в этом вопросе также и на результатах наших опытов.

Определив нормальную силу N , следует: с одной стороны обеспечить, чтобы она была воспринята окружающим рассматриваемый элемент сооружением, а стойки рамы рассчитывать на дополнительную горизонтальную силу, с другой стороны, следует проверить сжатые зоны рассматриваемого элемента и обеспечить их от хрупкого разрушения. Первое может быть выполнено легко, обычными методами строительной механики; выполнение второго требования встречается на своем пути с целым рядом трудностей, связанных в первую очередь с нашими скудными познаниями об условиях прочности сжатой зоны бетона и, вследствие этого, неясности схемы разрушения элемента. Задача заключается в том, что требуется обеспечить сжатую зону элементов от разрушения, наступающего раньше, чем образуется достаточное количество пластических шарниров; а вопрос: как обеспечить—остается пока открытым.

Если в заданной системе может развиваться распор, то мы пока не в состоянии установить—не наступит ли разрушение сжатой зоны в каком либо элементе раньше, чем образуется достаточное количество пластических шарниров, превращающих данную систему в кинематическую цепь.

В отдельных случаях, когда схема разрушения заведомо известна, учет распорности, при определении разрушающей нагрузки изгибаемого элемента, может быть выполнен довольно просто.

В качестве примера рассмотрим крестовины, испытанные Томасом (5). В (1) приведены основные данные о прочности бетона и арматуры крестовин, испытанных Томасом. Каждая крестовина была заделана в мощную бетонную раму, максимально сокращающую возможные смещения ее опор. Выше было указано, что для элементов с бетоном достаточной прочности (кубиковая прочность бетона крестовин Томаса равнялась 300 кг/см^2), можно принять, что центр вращения пластических шарниров находится, примерно, на уровне оси сжатой арматуры.

Это означает, что если в заделанном по концам элементе образованы три пластических шарнира, то смещение их центров (стрела подъема трехшарнирной арки) равно

$$Z = h_0 - a'$$

Для того, чтобы стали кинематически возможны критические

деформации крестовин, без хрупкого разрушения сжатой зоны бетона, необходимо, чтобы

$$\sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + h_0^2 (1-\delta)^2} - \frac{l}{2} = \frac{\Delta l}{2} + \frac{f}{2} \quad (4)$$

где l —пролет крестовины Δl и f —соответственно упругое укорочение и смещение опор крестовин под влиянием нормальной силы (распора).

Δl и f , определенные с учетом максимальной, возможной в крестовине, продольной силы показывают, что условие (4) не выполнимо. Следовательно, образование трех пластических шарниров недостаточно для того, чтобы критические деформации стали кинематически возможны: необходимо разрушение сжатого бетона в одном каком-либо сечении.

Так как развивающаяся в элементе нормальная сила постоянна по всей ее длине, то естественно предполагать, что разрушение сжатого бетона произойдет в сечении, где имеется меньше сжатой арматуры.

В опорных сечениях имеем:

$$\alpha = 0,0884 - 0,0935; \alpha' = 0,1325 - 0,14;$$

в пролетных сечениях $\alpha = 0,1325 - 0,14; \alpha' = 0,0884 - 0,0935$, т. е. сжатая зона у опор намного сильнее, чем в пролете. Следовательно, разрушение сжатого бетона будет иметь место в пролете.

Обычно разрушение сжатой зоны бетона принято считать хрупким разрушением. Однако мы не склонны думать, что можно отождествлять разрушение сжатой зоны бетона в изгибаемых элементах с разрушением такого типично хрупкого материала, каким является стекло. Разрушению сжатой зоны бетона, особенно если имеется также и сжатая арматура, предшествуют значительные деформации, приближающиеся по своему характеру к пластическим деформациям. Поэтому можно предполагать, что разрушение сжатой зоны бетона в середине пролета крестовин Томаса наступило лишь после значительных деформаций, вследствие чего в растянутой арматуре у опор уже наступила текучесть арматуры.

При такой схеме разрушения и принимая, что плечо внутренней пары равно $h_0 - a'$, разрушающая нагрузка может быть определена по формуле:

$$P_p^n = \frac{4}{l} (M_{пр.р} + M_{оп.р}) \quad (5)$$

$$\text{где } M_{пр.р} = 0,4 b h_0^2 R_n + \sigma_T F_a (h_0 - a')$$

$$M_{оп.р} = \sigma_T F_a (h_0 - a')$$

В таблице № 3 (1) даны P_p^n , определенные по приведенной формуле для крестовин № 1 и № 2 Томаса. Совпадение их с действи-

тельной разрушающей нагрузкой (по данным опытов) показывает правильность предлагаемой расчетной формулы (а также схемы разрушения).

Как указывалось выше, расчетная величина разрушающей нагрузки была определена в предположении, что разрушение сжатой зоны бетона в середине пролета крестовин происходит при наличии текучести растянутой арматуры на опорах.

В данном конкретном случае это подтвердилось, как совпадением расчетных величин разрушающей нагрузки с действительными, так и данными об измеренных деформациях растянутой арматуры на опорах. Объясняется это с одной стороны тем, что опорные сечения были слабо армированы растянутой арматурой ($\alpha=0,0884—0,0935$), с другой стороны тем, что смещения опор были хотя и очень незначительны, но все же не были вовсе исключены и возможно, что это благоприятствовало раскрытию трещин у опор и наступлению текучести растянутой арматуры.

Нет сомнения, что в случае, если смещения опор исключены, бетон имеет низкую прочность, а растянутая зона армирована сильно, то разрушение сжатой зоны бетона (на опорах или в пролете, в зависимости от того, где сжатая зона слабее) может наступить и до того, как будет течь растянутая арматура в двух других сечениях.

Теория определения разрушающих нагрузок статически—неопределимых систем предполагает, что хрупкое разрушение элементов исключено, что обеспечивается соблюдением некоторых эмпирически установленных соотношений: $0,4 bh_0^2 R_n$ — предельный момент усилий в сжатой зоне бетона относительно арматуры F_a (1 случай внецентренного сжатия); $\alpha=0,5$, или $\eta + \beta \leq 0,575$ — пределы, разграничивающие хрупкое разрушение изгибаемого или внецентренно сжатого элемента от разрушения при текучести арматуры и т. д.

Определенные опытным путем, при конкретных условиях работы элементов, эти коэффициенты не применимы, когда условия работы элементов существенно меняются. Например, было установлено, что во всех случаях, когда в изгибаемом элементе $\alpha < 0,50$, при разрушении арматура течет. Это было подтверждено многочисленными опытами ЦНИПС и подсчетами по данным иностранных опытов над изгибаемыми балками. Когда же в 1940 г. были проведены испытания балок с предварительно напряженной арматурой, имеющей высокое временное сопротивление—порядка 10000 кг/см^2 и выше (опыты С. А. Дмитриева—ЦНИПС и Фрайфельда—Харьков), оказалось, что разрушение сжатой зоны бетона наступает раньше, чем наступает текучесть, или разрывается арматура в балках, где $\alpha=0,25—0,30$.

Возможно проведение некоторой аналогии между явлением

раннего разрушения сжатой зоны в элементах с арматурой высокой прочности и с характером разрушения наших опытных рам.

В балках с арматурой высокой прочности развиваются значительные относительные удлинения арматуры; еще до достижения временного сопротивления (или предела текучести) последней сильно развиваются трещины; сжатая зона бетона значительно сокращаясь, разрушается до наступления текучести в растянутой арматуре, хотя α бывает намного меньше установленного для элементов из обычной арматуры предела 0,5.

В наших опытных рамах, после того как в ригеле образовались пластические шарниры (в раме № 1—один пластический шарнир в середине пролета, а в раме № 2—три пластических шарнира), приращение внешней нагрузки воспринималось частично (в раме № 1—на 32,2—37,1%), или полностью (в раме № 2), распором. Последний, вследствие этого, возрастал очень быстро. Одновременно сильно возросли прогибы ригеля и трещины в сечениях пластических шарниров раскрывались настолько, что сжатая зона бетона сильно сократившись, не выдерживала и в одном из пластических шарниров (там, где сжатая зона слабее) наступало раздробление бетона раньше, чем образовывались последние пластические шарниры (в стойках), превращающие всю систему в кинематическую цепь.

Этим именно и объясняется тот факт, что ригеля обеих наших рам разрушились при нагрузках меньших, чем теоретические разрушающие нагрузки, определенные в предположении, что разрушение сжатой зоны бетона в пластических шарнирах исключено и разрушение рамы может наступить лишь после разрушения стоек.

Характер разрушения ригеля нашей опытной рамы № 1, а также указанное выше явление „раннего“ разрушения сжатой зоны бетона в элементах с арматурой высокой прочности лишнее раз показывает насколько ограничены наши познания об условиях прочности бетона.

Указания, разработанные ЦНИПС-ом (4), рекомендуют высоту балок и плит подбирать так, чтобы соблюдалось условие $S_0 = \alpha (1 - 0,53) < 0,25$, что соответствует условию $\alpha < 0,30$. Сжатая зона ригеля нашей опытной рамы № 1 разрушилась при $\alpha = 0,27$, задолго до наступления предельного состояния в стойках. Поэтому мы рекомендуем быть более осторожным и высоту ригеля в раме назна-

чать из условия $\alpha = 0,25$, где $\alpha = \frac{\delta_r F_a + H}{bh_0 R_n}$. Здесь распор в ригеле H

определяется из условий прочности и жесткости окружающих ригель элементов.

Таким образом, теория расчета статически неопределимых железобетонных систем по стадии разрушения на новой ступени своего развития—на ступени, где в порядок дня ставится проблема учета распорности изгибаемых элементов, встречается с трудностями,

связанными с недостаточной разработанностью теории прочности бетона на изгиб, вернее, с отсутствием таковой.

Теперь становится понятным поставленное выше (стр. 22—23) жесткое ограничение учета перераспределения моментов и распорности, возникающих вследствие пластических деформаций.

Приведенный пример показывает, насколько разнообразны и сложны возникающие в связи с распорностью железобетонных статически неопределимых систем проблемы и насколько становится актуальной и неотложной необходимость разработки теории прочности бетона на изгиб.

Общепринятые методы теории упругости и обычной строительной механики—строительной механики упругих систем, не в состоянии оправдать появление нормальной силы (распора) в изгибаемых элементах статически-неопределимых железобетонных конструкций, если геометрические оси элементов находятся в одной плоскости.

Расчет прочности сооружений по стадии разрушения, с учетом пластических деформаций, открывая широкие возможности для выявления и использования имеющихся в сооружениях избыточных запасов несущей способности, в применении к железобетону выявил новое явление—распорность изгибаемых элементов статически неопределимых систем. Учет распорности изгибаемых элементов статически-неопределимых железобетонных систем открывает новые пути для более рационального и экономичного проектирования железобетонных конструкций.

Дальнейшее исследование этой особенности железобетона, несомненно, приведет к новым конструкциям, в которых материал будет распределен более экономно; к конструкциям, в которых трещины, благодаря возникновению нормальной сжимающей силы, будут образовываться значительно позднее и раскрываться меньше, чем в современных железобетонных конструкциях.

Учет распорности—дальнейший шаг вперед по пути познания действительной работы статически неопределимых железобетонных систем в упруго-пластической области.

Институт Строительных Материалов и Сооружений
Академии Наук Арм. ССР

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Г. С. Григорян—Известия АН Арм. ССР, Естеств. науки, № 3, 51, 1947.
2. W. H. Glanville and F. G. Thomas—Moment Redistribution in Reinforced Concrete. 1939, London.
3. А. С. Щепотьев и В. С. Булгаков,—Распред. усилий в железобет. раме по эксперимент. данным.—Строит. Пром., № 10, 1939 г.

4. Указания по проектир. и примен. бетонных и железобет. конструкций в условиях воен. времени (У 37—42). Стройиздат, 1943.
5. F. G. Thomas—The Strength and Deformation of Some Reinforced Concrete Slabs' Subjected to Concentrated Loading. Studies in Reinforced Concrete, VIII, 1939 London.

Գ. Ս. Գրիգորյան

ՍՏԱՏԻԿՈՐԵՆ ԱՆՈՐՈՇ ԵՐԿԱԹԱԲԵՏՈՆ ՍԻՍՏԵՄՆԵՐԻ ԾՈՎՈՂ ԷԼԵՄԵՆՏՆԵՐԻ ՄԵՋ ԱՌԱՋԱՑՈՂ ԸՆԴԵՐԿԱՅՆԱԿԱՆ ՆՈՐՄԱԼ ՈՒԺԻ ԱԶԴԵՑՈՒԹՅԱՆ ՀԱՇՎԱՌՈՒՄԸ ՆՐԱՆՑ ԿՐՈՂՈՒՆԱԿՈՒԹՅԱՆ ՎՐԱ

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Ընդերկայնական նորմալ ուժը, որն առաջանում է ստատիկորեն անորոշ երկաթբետոն սխեմաների ծովող էլեմենտների մեջ, առաձգական պլաստիկ դեֆորմացիաների փուլում զգալիորեն փոխում է էլեմենտների լարվածությունը, հետևապես և նրանց ամրության պայմանները: Ծովող յուրաքանչյուր տվյալ էլեմենտի մեջ շահագործման ընթացքում առաջացող ընդերկայնական նորմալ ուժը մոտավորապես որոշելու համար առաջարկվում է ելնել նրանից, որ ծովող էլեմենտի մեջ առաջանում են ճաքեր՝ ընդամենը 1 մմ ընդհանուր բացվածքով, որը համապատասխանում է էլեմենտի երկրաչափական առանցքի 0,5 մմ երկարացմանը, և ընդունել, որ սեղմող ուժերի համազորն անցնում է սեղմված արմատների առանցքով:

G. S. Grigorian

The Accounting of the Thrust Effect Occuring in Elements in Bending of Reinforced Concrete Statical Indeterminate Systems in the Elastic-Plastic Zone

S U M M A R Y

The longitudinal normal force (thrust) appearing in reinforced concrete statical indeterminate systems at the elastic-plastic stage of deformation considerably changes the stresses in the system elements and consequently their strength properties.

For the approximate determination of the longitudinal normal force appearing in every given element in bending it is suggested to take into consideration the fact, that in the element appear cracks with a total opening of 1 mm, the resultant of the compressive forces passing along the longitudinal compressed reinforcement axis.