ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Доклад на конференции «**Живучесть Без Компромиссов**», посвященной 100-летию кафедры ЖБК НИУ МГСУ

Численное моделирование фрагментов плитных железобетонных конструкций в нелинейной постановке

Автор: Пекин Дмитрий Анатольевич, главный конструктор, к.т.н.
Научный консультант: Трекин Николай Николаевич, д.т.н., профессор

www: https://инв-строй.рф
e-mail: dpekin@inv-stroy.ru
тел.: +7 495 508 23 04

ИНВ-Строй

Цель работы –

Качественно и количественно оценить возможности современных и доступных пользователям численных методов и теорий прочности бетона для моделирования плитных железобетонных конструкций (ЖБК) на примере программно-вычислительного комплекса (ПВК) ANSYS 2024 R2

Распространенные «тяжелые» ПВК,

Позволяющие решать различные нелинейные задачи железобетона в объемной постановке с применением метода конечных элементов (МКЭ):

- ANSYS
- ABAQUS
- NASTRAN
- LS-DYNA

Отечественные узкоспециализированные (авторские) ПВК, способные решать аналогичные задачи:

- УДАР (АО «Атомэнергопроект», разработчик Голяков В. И.)
- ПРИНС (разработчик Агапов В. П.)

Теории прочности бетона

Следующих авторов реализованы в перечисленных выше ПВК:

- Drucker-Prager
- Willam-Warnke
- Menetrey-Willam
- Lee-Fenves
- Schwer-Murray

и некоторых других, при этом выбор разработчиков заметно отличается

Выбор ПВК ANSYS для численного исследования

Продиктован следующими причинами:

- Феноменальная скорость вычислений при наличии достаточного количества оперативной памяти под задачу и правильных настройках решателя
- Возможность параметризации расчетных моделей с помощью встроенного языка APDL (ANSYS Parametric Design Language) позволяет существенно снизить трудозатраты
- Возможность добавления пользовательских конечных элементов (КЭ) на основе любых теорий прочности

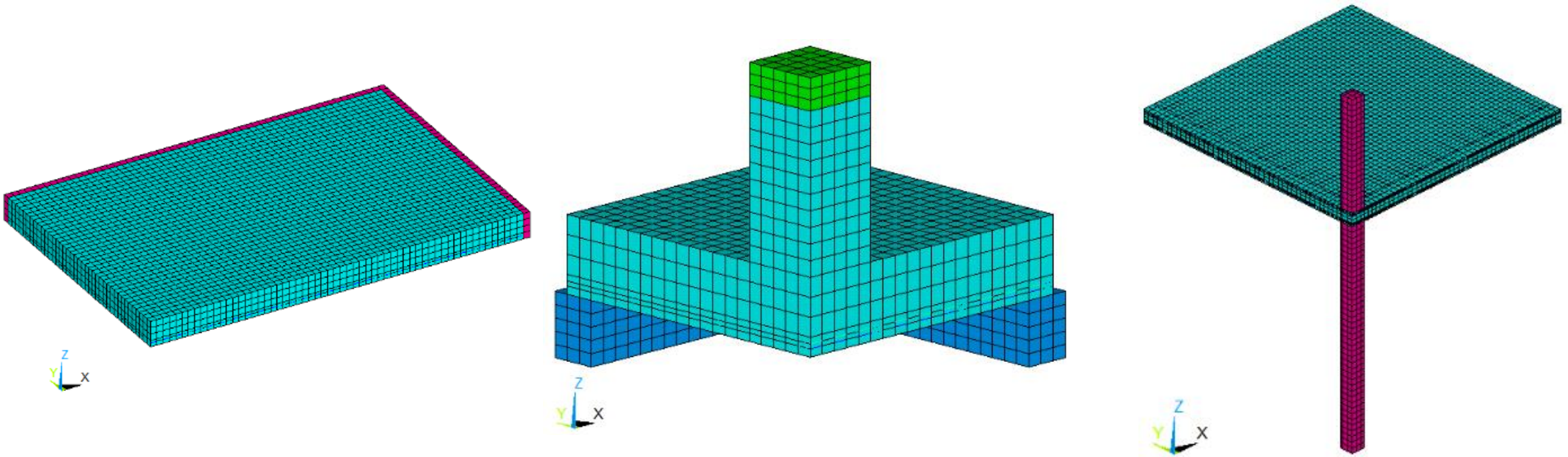
Эволюция ПВК ANSYS в части расчетов ЖБК:

- Перенесен в архив объемный 8-ми узловой КЭ – SOLID65 на основе критерия прочности бетона Willam-Warnke
- Для нелинейных расчетов в объемной постановке используются универсальные 8-ми (SOLID185), 20-ти (SOLID186) и 10-ти узловые КЭ в форме тетраэдра (с промежуточными узлами на гранях)
- Вместо диаграмм одноосного напряженного состояния «σ-ε» реализован более совершенный и универсальный механизм упрочнения-разупрочнения-дилатации (далее УРД – на языке оригинала HSD) материалов при сжатии и растяжении

Объекты исследования – фрагменты плит, опертые:

1. Шарнирно по контуру из примера, рассмотренного в Главе 49 документации к ПВК (Ansys Documentation \ Mechanical APDL \ Technology Showcase: Example Problems \ Chapter 49: Load-Limit Analysis … – далее Справка) – расчетная модель 1 (**РМ1**);
2. Свободно по контуру на основе физических экспериментов автора – расчетная модель 2 (**РМ2**);
3. На регулярную сетку колонн с шагом 9×9 м в дополнение к п. 2 выше и соответствующие центральной ячейке многопролетной неразрезной плиты перекрытия – расчетная модель 3 (**РМ3**).

Рис. 1 – Расчетные модели фрагментов плит РМ1…РМ3



а) – РМ1 б) – РМ2 в) – РМ3

1. РМ1 – плита 4×6×0,2 м, шарнирно опертая по контуру
2. РМ2 – плита 2×2×0,24 м, свободно опертая по контуру
3. РМ3 – плита 9×9×0,24 м, опертая на регулярную сетку колонн

Варьируемые параметры в РМ1…РМ3 (начало):

1. Тип расчета: линейный (теория упругости) и нелинейный (теории пластического течения);
2. Теории прочности бетона: Drucker-Prager Concrete (DP) и Menetrey-Willam (MW) с различными параметрами УРД (HSD) и без них в РМ1…РМ3;
3. Размер объемных КЭ (SOLID185), моделирующих бетон, в РМ2;
4. Приращение или шаг нагрузки (2,5 и 1 кПа для РМ1, РМ3; 200 и 100 кН для РМ2);

Варьируемые параметры в РМ1…РМ3 (окончание):

5. Диаметр продольной рабочей арматуры в РМ2, РМ3 (Ø12, 16, 20 мм);
6. Тип КЭ, моделирующих арматуру: BEAM188 (стержневые КЭ) и REINF265 (специальные КЭ на основе условных пластинчатых КЭ MESH200, задаваемые в дополнение к объемным КЭ бетона SOLID185 и не имеющие общих узлов), в РМ2.

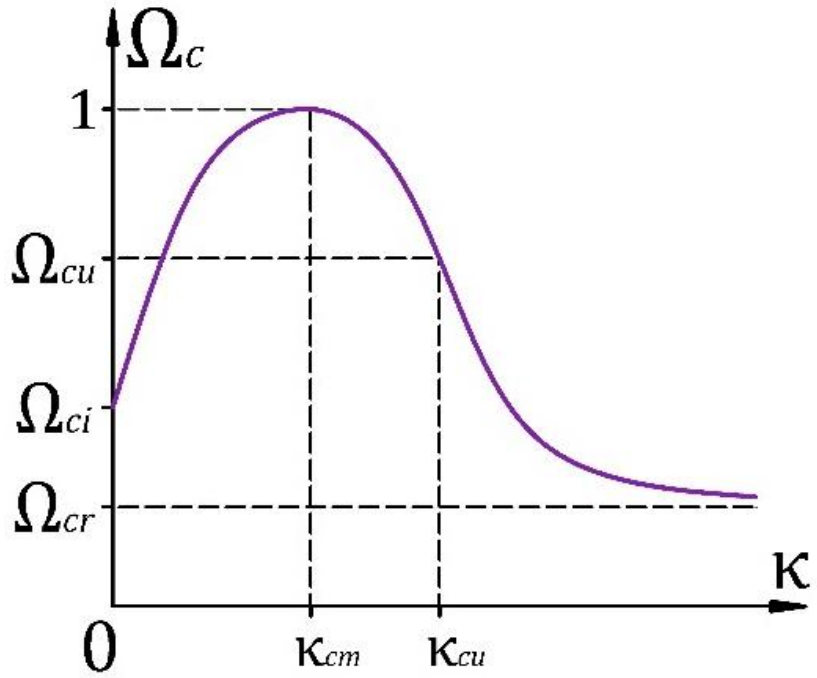
Особенности моделирования плит в РМ1…РМ3:

- Трещины представляются на основе модели условных трещин с использованием схемы I образования трещин (mode I), характеризуемой таким интегральным параметром, как энергия разрушения – G_f
- Армирование создается с помощью специальных КЭ REINF265 посредством условных пластинчатых КЭ MESH200, в которых арматура «размазывается» в требуемом направлении с заданными шагом и площадью с привязкой на соответствующем расстоянии к выбранным объемным КЭ SOLID185
- В данном случае для моделирования плит во всех РМ с учетом симметрии достаточно рассмотреть только четверть конструкции при задании соответствующих граничных условий

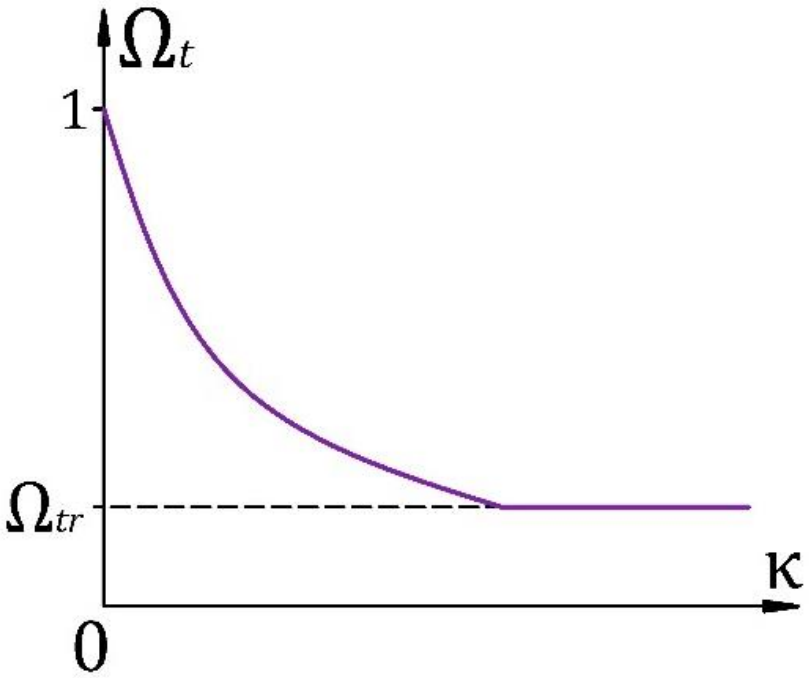
Предельная нагрузка определяется на основе:

- Теорий пластического течения бетона Drucker-Prager Concrete (DP) и Menetrey-Willam (MW)
- Механизма УРД (HSD) с двумя вариантами зависимостей разупрочнения бетона: линейной (HSD6) и экспоненциальной (HSD2)
- Одновременного нарушения сходимости численного решения и горизонтальной касательной в крайней точке диаграммы «*P*-*f*» (нагрузка-прогиб)

Рис. 2 – Экспоненциальное разупрочнение (HSD2)



а) – при сжатии



б) – при растяжении

Задается с помощью аналитических функций, рассмотренных в статье:

Ω_c – функция текучести при сжатии в интервалах $\kappa_{cm} < \kappa < \kappa_{cu}$ и $\kappa > \kappa_{cu}$

Ω_t – функция текучести при растяжении

Таблица 1 –

Характеристики и параметры бетона

Обозначения:

γ_b – удельный вес бетона;

$R_{bb} = 1{,}2R_{bc}$ сопротивление бетона двухосному сжатию для всех РМ;

ν_b – коэффициент Пуассона;

δ_t и δ_c – коэффициенты дилатации бетона при растяжении и сжатии в РМ с DP;

κ_{cr} – пластическая деформация при сжатии, соответствующая крайней точке ниспадающего отрезка разупрочнения;

κ_{tr} – предельная пластическая деформация при растяжении.

№ РМ	Класс, R_{bc} R_{bt}, МПа	Размер КЭ, мм X Y Z	γ_b, кг/м^3 E_b, МПа ν_b	Критерий прочности	ψ, ° или δ_t δ_c, д.е.	κ_{cm}, ‰ или $\times 10^3$	κ_{cu}, ‰ или $\times 10^3$	Ω_{ci}	Ω_{cu}	Ω_{cr}	G_{ft}, Дж/м^2 или Н·м/м^2	Ω_{tr}	κ_{cr}, ‰ или $\times 10^3$	κ_{tr}, ‰ или $\times 10^3$	КЭ для армирования
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
PM1-1	C20/25 28,0 2,2	50 50 50	2500 30000 0,2	DP	0,25 1,00	1,33	2,93	0,33	0,85	0,2	100	0,1	-	-	REINF265 MESH200
PM1-2				MW	20	-	-	-	-	-	-	-			
PM1-3						1,48	1,62	0,8	0,84	0,2	40	0,01			
PM2-1	B30 17,0 1,15	25 25 12,5-25	2500 32500 0,2	DP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	BEAM188
PM2-2				MW											
PM2-3					20										
PM2-4		50 50 12,5-25		DP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	REINF265 MESH200
PM2-5				MW											
PM2-6					20										
PM2-7		50 50 60		MW	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	REINF265 MESH200
PM2-8					20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
PM2-9						1,48	-	0,9	-	0,9	-	0,05	4,8	0,5	
PM2-10							1,62	0,8	0,84	0,2	40	0,01	-	-	
PM3-1		100 100 60		DP	0,25 1,00	1,48	1,62	0,8	0,84	0,2	40	0,01	-	-	REINF265 MESH200
PM3-2				MW	20										
PM3-3												0,05			

Таблица 2 – Характеристики и параметры армирования

№ РМ	Класс, R_{sn}, МПа	d_s d_c, мм	Рабочая арматура d_s: Нижняя (a) Верхняя (a) ячейки, мм	Конструктивная арматура d_c: Нижняя (a) Верхняя (a) ячейки, мм	Размер КЭ, мм X×Y	γ_s, кг/м^3 E_s, МПа ν_s	Критерий прочности	Тип упрочнения	E_T, МПа	ε_{s2}, ‰ или $\times 10^3$	σ_{s2}, МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
РМ1	A500 500,0	6 -	250×150 (30) -	- -	50×50	7850 200000 0,3	vM	BKIN	1740	-	-
РМ2		12 -	100×100 (25) -	- -	25 или 50×50			KINH	-	25,0	$1{,}01R_{sn}$
РМ3		12 12	100×100 (25) 100×100 (25)	200×200 (25) 200×200 (25)	100×100						

Обозначения: R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры растяжению;
d_s и d_c – диаметр рабочей и конструктивной арматуры; ν_s – коэффициент Пуассона;
a – расстояние от грани плиты до центра тяжести сечения арматуры;
E_s – модуль упругости стали; E_T – касательный модуль, характеризующий второй сегмент билинейной диаграммы «σ-ε»; γ_s – удельный вес арматуры;
ε_{s2} и σ_{s2} – предельные относительные деформации при одноосном растяжении и соответствующие им напряжения.

Результаты и обсуждение (начало):

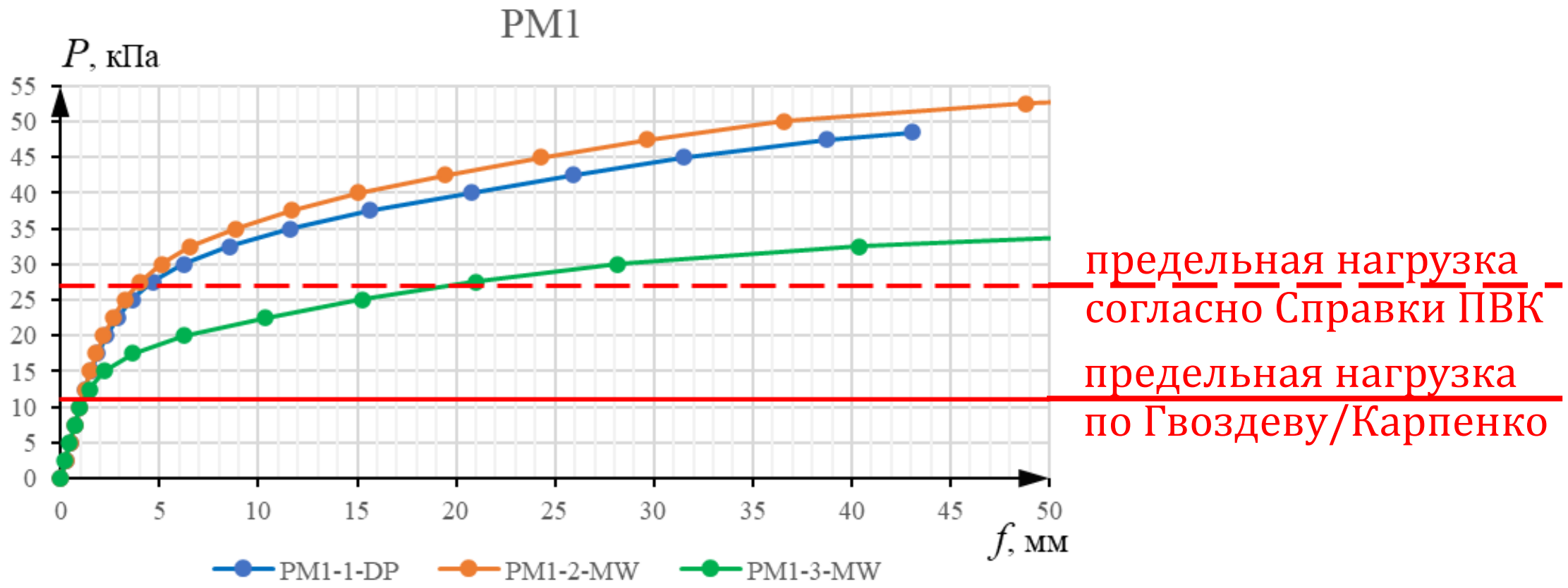
1. Текущая реализация в ПВК теорий пластического течения бетона, нелинейного упрочнения при сжатии и различных видов разупрочнения при растяжении позволяет добиться близкого совпадения между численными и экспериментальными диаграммами «*P*-*f*» при кратковременном нагружении, но только для РМ2 и РМ3, в которых происходит разрушение плитных ЖБК от продавливания;

Результаты и обсуждение (продолжение):

2. В PM1 предельная нагрузка, полученная разработчиками ПВК для критериев: DP – **25,4** кПа (суммарное усилие 610 кН на графике в Справке) и MW – **27,3** кПа (655 кН) с учетом собственного веса (СВ) плиты при нормативных характеристиках материалов и нагрузки от СВ (см. красную штриховую линию на рис. 3) существенно завышена по сравнению с результатами расчета:
   - методом предельного равновесия Гвоздева А. А. – **11,9** кПа;
   - на основе теории Карпенко Н. И., реализованной в фор. (8.100-8.103) СП 63.13330.2018, – **10,2** кПа,

   но полученными с учетом расчетных характеристик материалов (см. красную сплошную линию на рис. 3)

Рис. 3 – Диаграмма «*P-f*» PM1



Более того, при дальнейшем увеличении нагрузки до 45,0 кПа и выше плита продолжала работать и прогибы достигали 31,5 и 24,3 мм, соответственно

Результаты и обсуждение (продолжение):

3. Растягивающие напряжения σ_s в нижней арматуре PM1-1-DP и PM1-2-MW (как на рис. 49.11 и 49.12 Справки по оси X в направлении большего пролета – **24,5** и **24,4** МПа, так и в воссозданных самостоятельно моделях PM1 при аналогичной внешней нагрузке 27,5 кПа – **15,0** и **17,3** МПа) получены существенно меньшими по сравнению с заданным пределом текучести стали **500** МПа.

   При этом растягивающие напряжения в бетоне по нижней грани ~**1,7** МПа практически соответствуют заданному сопротивлению бетона растяжению **2,2** МПа.

   Схожая картина растягивающий напряжений в арматуре и бетоне пролетной части плиты получена в PM3;

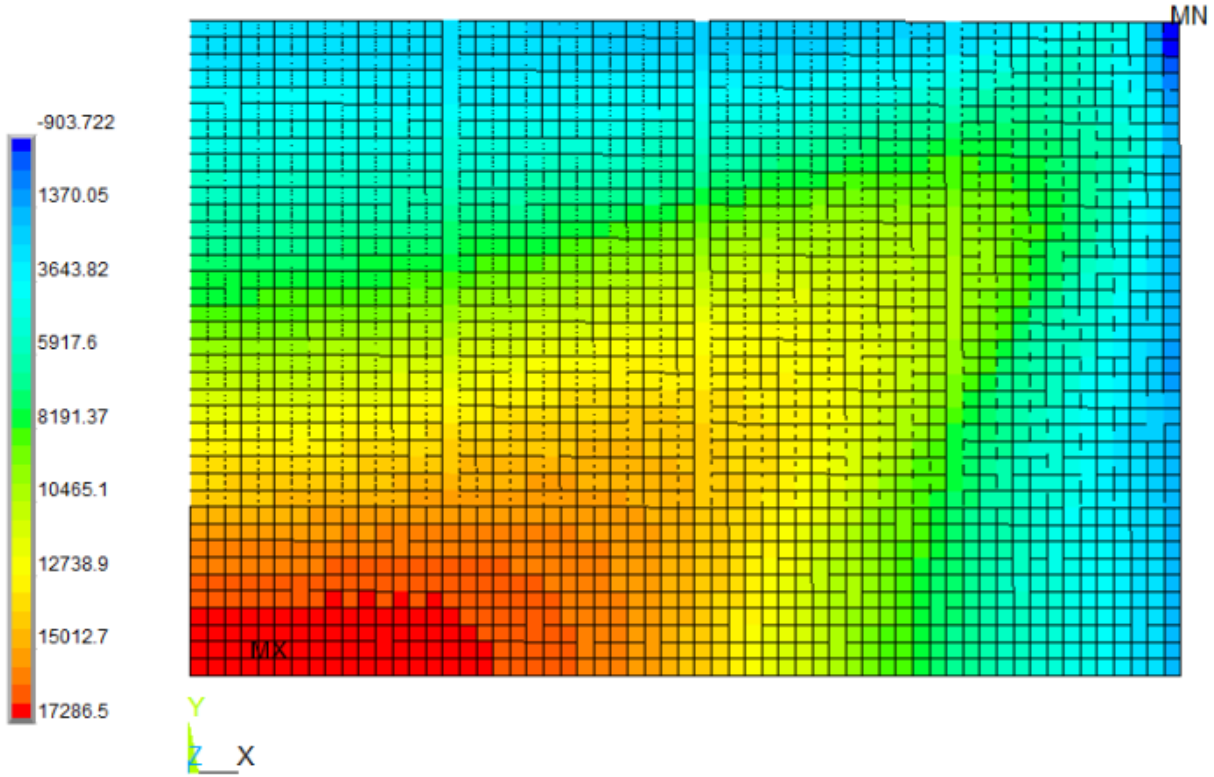
Результаты и обсуждение (продолжение):

4. При сравнении результатов расчета PM1-1-DP и PM1-2-MW с данными приведенными в Справке ПВК следует дополнительно отметить:
   - предложенный критерий определения предельной нагрузки для шарнирно опертой по контуру плиты **не работает**, т. е. при дальнейшем увеличении нагрузки итерационный процесс **продолжается** вне зависимости от выбранной теории прочности бетона;
   - использование нормативных прочностных характеристик бетона класса **C20/25** согласно табл. 3.1 Еврокод 2 против расчетных характеристик сопоставимого бетона класса **B30** согласно табл. 6.8 СП 63.13330, принятых в **PM1-3**, приводит к существенным увеличению предельной нагрузки и уменьшению прогибов, см. кривые на рис. 3;

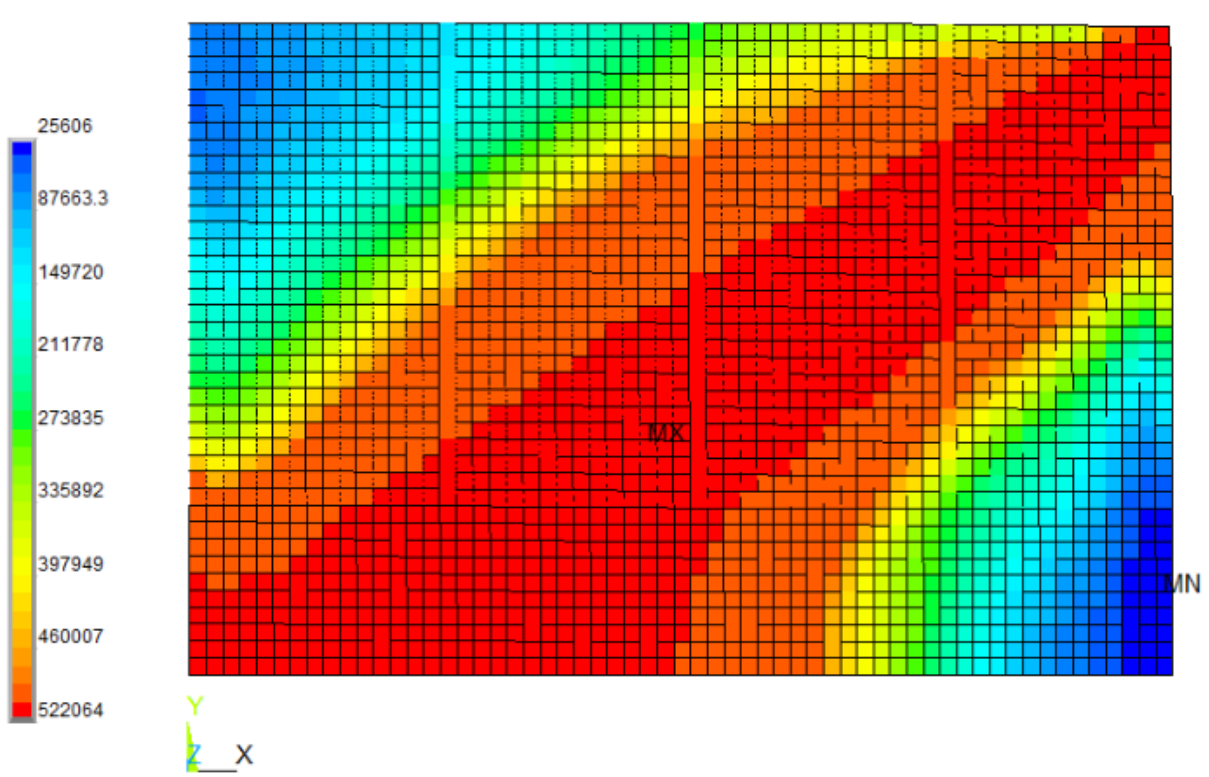
Результаты и обсуждение (продолжение):

4. При сравнении результатов расчета PM1-1-DP и PM1-2-MW с данными приведенными в Справке ПВК следует дополнительно отметить:
   - результаты расчета не должны отличаться столь **значительно**, несмотря на следующие отличия в моделировании PM1: размер КЭ в плоскости плиты 50×50 мм вместо 50×75 мм; при задании арматурных слоев с помощью КЭ REINF265 и MESH200 использовалась прямоугольная сетка вместо треугольной; нагрузка от собственного веса задавалась в виде давления на верхнюю грань плиты по аналогии с временной нагрузкой;
   - при введении и подборе дополнительных параметров упрочнения, разупрочнения и дилатации **отличия** между различными критериями прочности бетона на **результаты расчета** и **картину НДС** практически исчезают.

Рис. 4 – Напряжения σ_s (кПа) в РМ1-2 по X

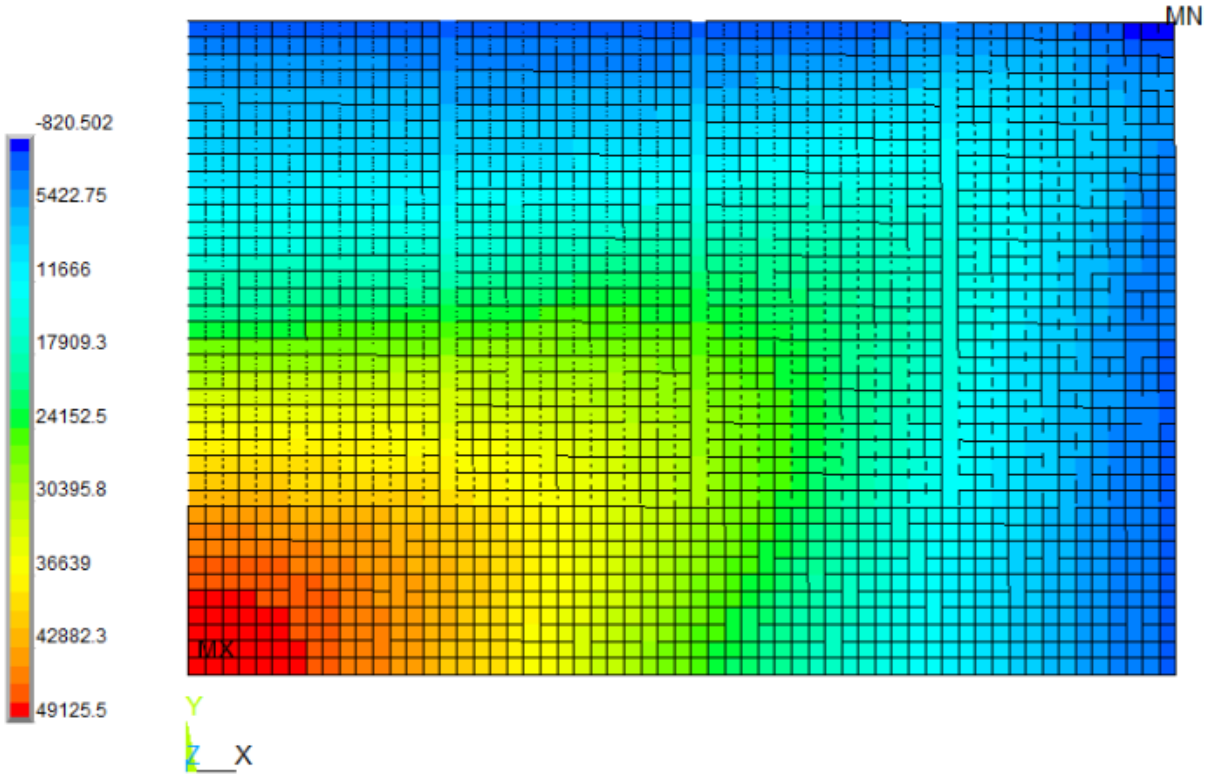


а) – при P = 27,5 кПа

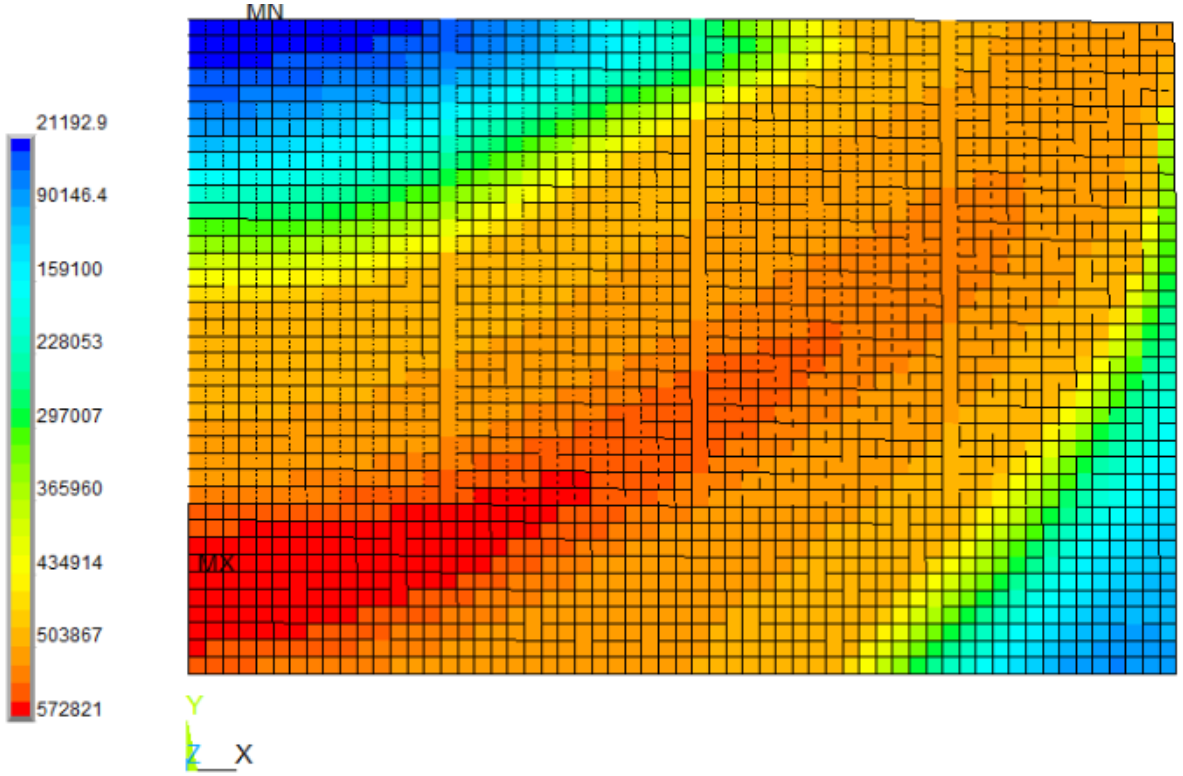


б) – при P = 57,7 кПа

Рис. 5 – Напряжения σ_s (кПа) в РМ1-2 по Y



а) – при P = 27,5 кПа



б) – при P = 57,7 кПа

Комментарий к *Рис. 4* и *5* –

Приведены изополя напряжений σ_s (кПа) в арматурных слоях РМ1-2 по осям X и Y, соответственно, при равномерно распределенной нагрузке **27,5** кПа (суммарное усилие 660 кН), практически соответствующей предельной нагрузке в Справке ПВК, и **57,7** кПа (суммарное усилие 1385 кН), соответствующей завершению итерационного процесса.

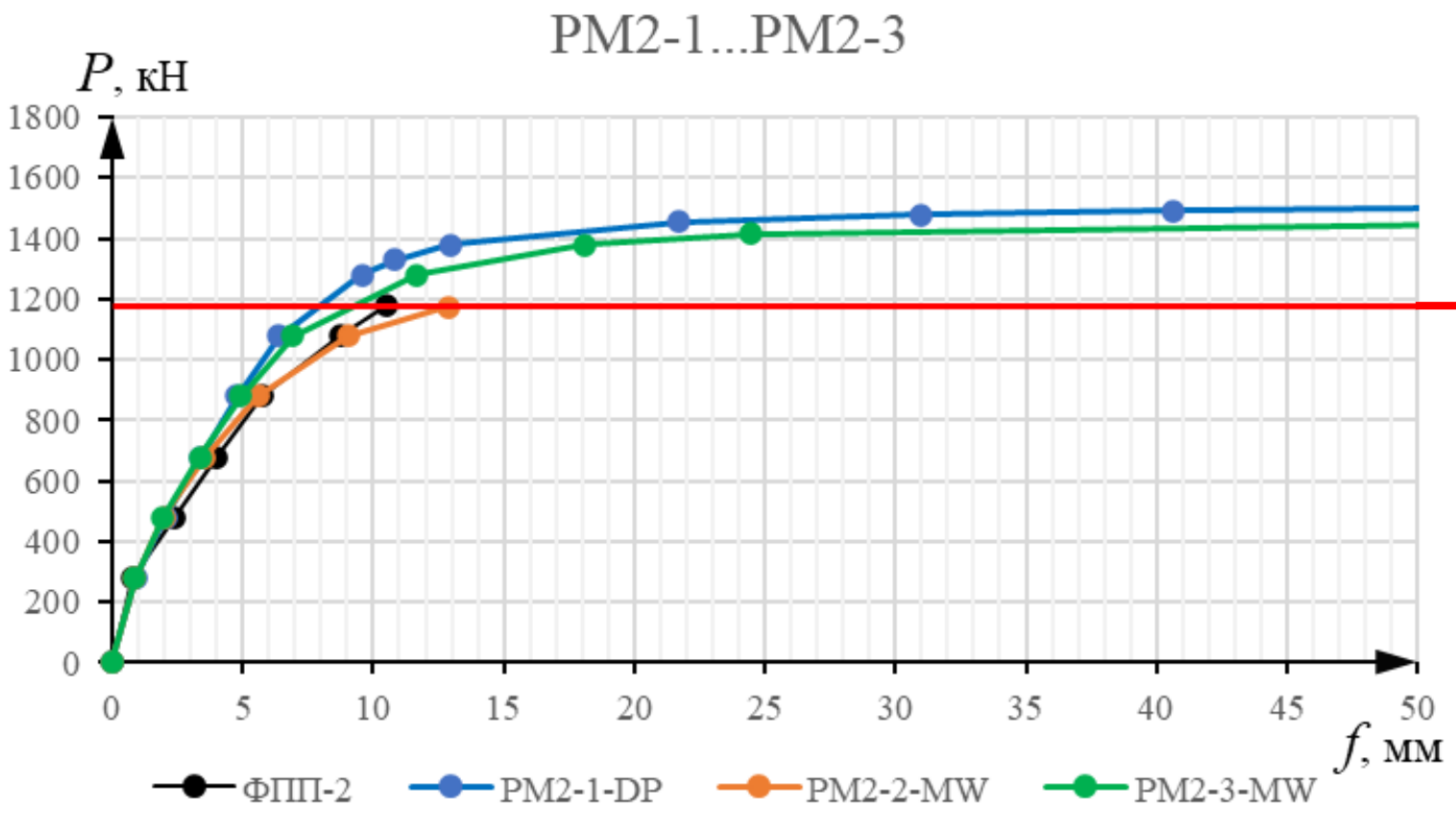
В Справке ПВК на рис. 49.11 и 49.12 приведены напряжения σ_s только в направлении нехарактерного большего пролета (по X) и для двух критериев прочности бетона DP и MW – **24,5** и **24,4** МПа при суммарном внешнем усилии (нагрузке) – **610** (25,4 кПа) и **655** (27,3 кПа) кН;

Результаты и обсуждение (продолжение):

5. Сравнение результатов PM2-1 … PM2-3 и PM2-4 … PM2-6 показывает, что увеличение размера КЭ в плане и изменения типа КЭ или способа моделирования арматуры, незначительно увеличивает предельную нагрузку, см. кривые на рис. 6 и 7 соответственно.

   Но при увеличении толщины КЭ с 12,5-25 до 60 мм в PM2-7 … PM2-10 и использования параметров УРД (HSD) можно получить сопоставимые результаты, см. рис. 8, т. о. дробить РМ на более мелкие КЭ в плане и по толщине нецелесообразно, в связи с увеличением требуемых объема оперативной памяти, места на жестком диске и времени расчета;

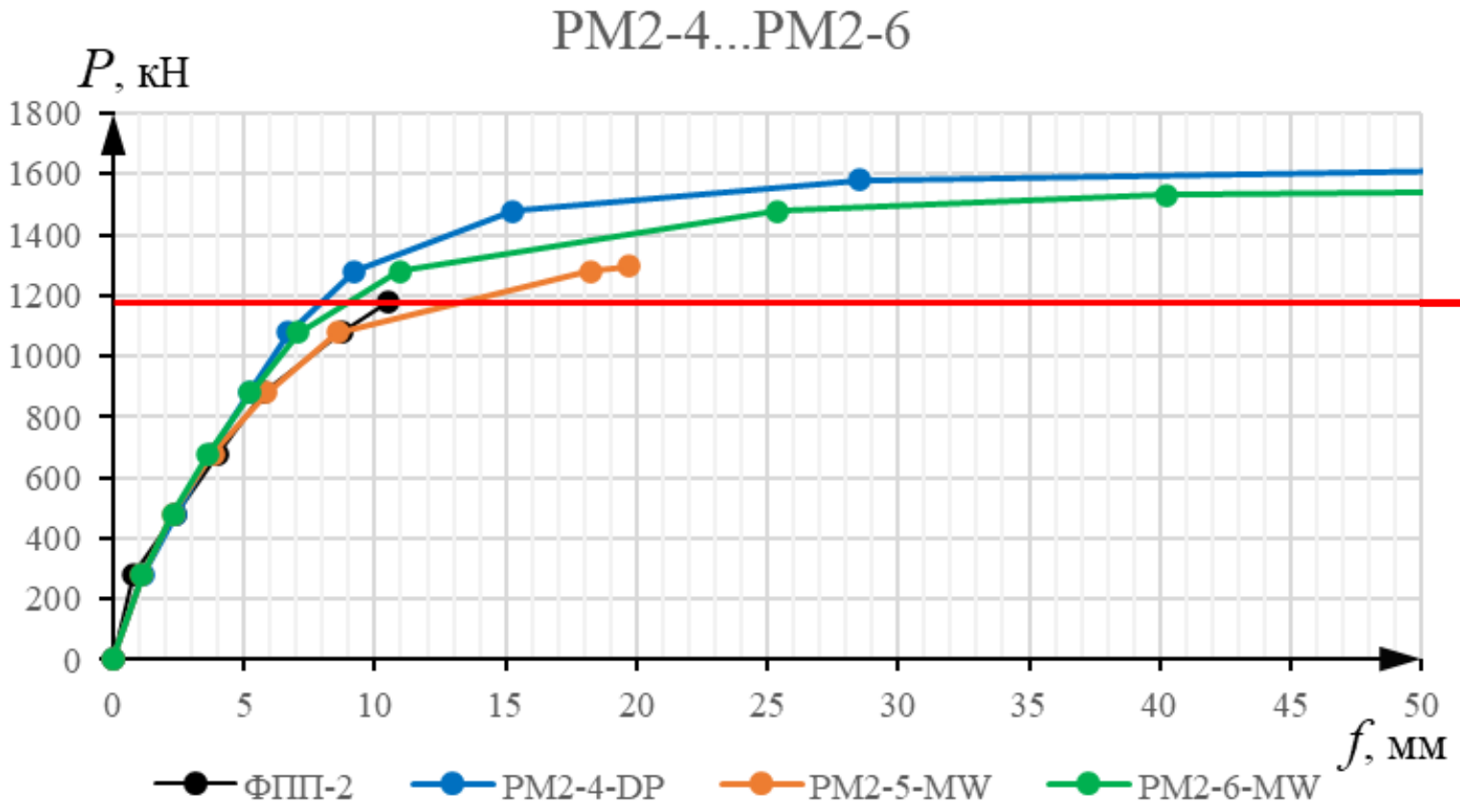
Рис. 6 – Диаграмма «*P-f*» PM2-1 … PM2-3



предельная нагрузка ФПП-2 на основе испытаний*

* – Пекин Д. А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – №10. С. 20-28

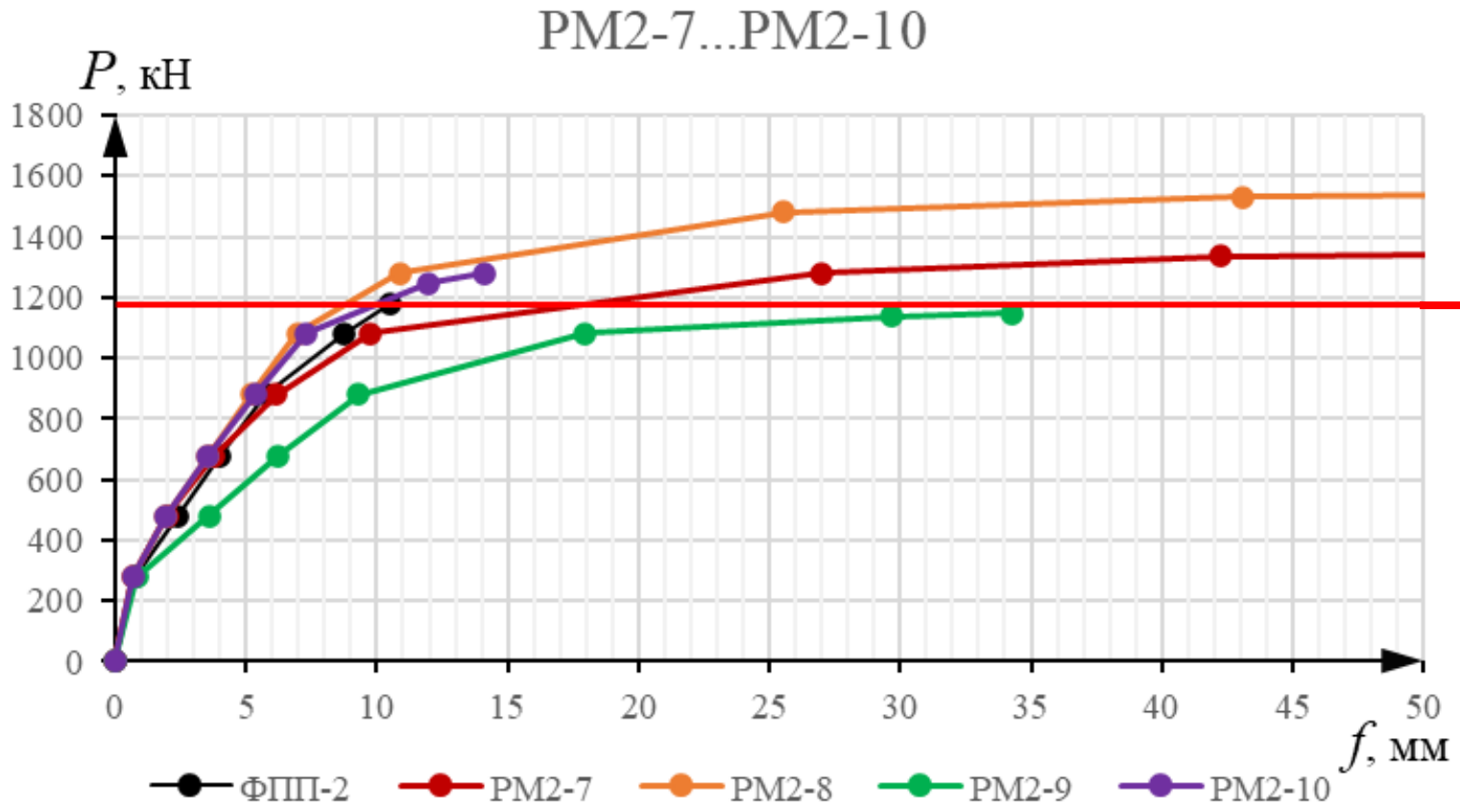
Рис. 7 – Диаграмма «*P-f*» PM2-4 … PM2-6



предельная нагрузка ФПП-2 на основе испытаний*

* – Пекин Д. А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – №10. С. 20-28

Рис. 8 – Диаграмма «*P-f*» РМ2-7 … РМ2-10



предельная нагрузка ФПП-2 на основе испытаний*

* – Пекин Д. А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – №10. С. 20-28

Результаты и обсуждение (продолжение):

6. Дилатация бетона в PM задается различными способами в зависимости от используемой теории прочности: для критерия DP с помощью коэффициентов дилатации δ_t и δ_c; для критерия MW используется угол дилатации ψ, изменение которого в данном случае почти не оказывает влияния на результат.

   Например, в PM2-3 при изменении только угла дилатации ψ на $\pm 10°$ до значений 10° или 30° результаты на диаграмме «*P-f*» практически не изменились (на рис. эти кривые не показаны).

   При сравнении PM2-2 и PM2-3, отличающихся учетом дилатации при угле 20°, предельная нагрузка в последней выросла более, чем на 20%, а деформативность увеличилась кратно, см. рис. 6, т. о. учет дилатации в отдельности от УР (HS) существенно искажает картину НДС;

Результаты и обсуждение (продолжение):

7. При сравнении кривых PM2-9 и PM2-10 на рис. 8, отличающихся способом учета разупрочнения бетона – линейная (HSD6) и экспоненциальная (HSD2, рис. 2 б) зависимости, видно, что параметры HSD6 существенно завышают деформативность фрагмента плиты при заданных значениях.

   Снижение в PM2-9 параметра $к_{tr}$, приведенного в табл. 1, в два раза с 0,0005 до 0,00025 приводит к увеличению прогибов с ~34 до 40 мм (видимо за счет большего общего количества итераций) и снижению предельной нагрузки до 1080 кН, в связи с чем, можно сделать вывод, что линейная зависимость менее пригодна для моделирования плит;

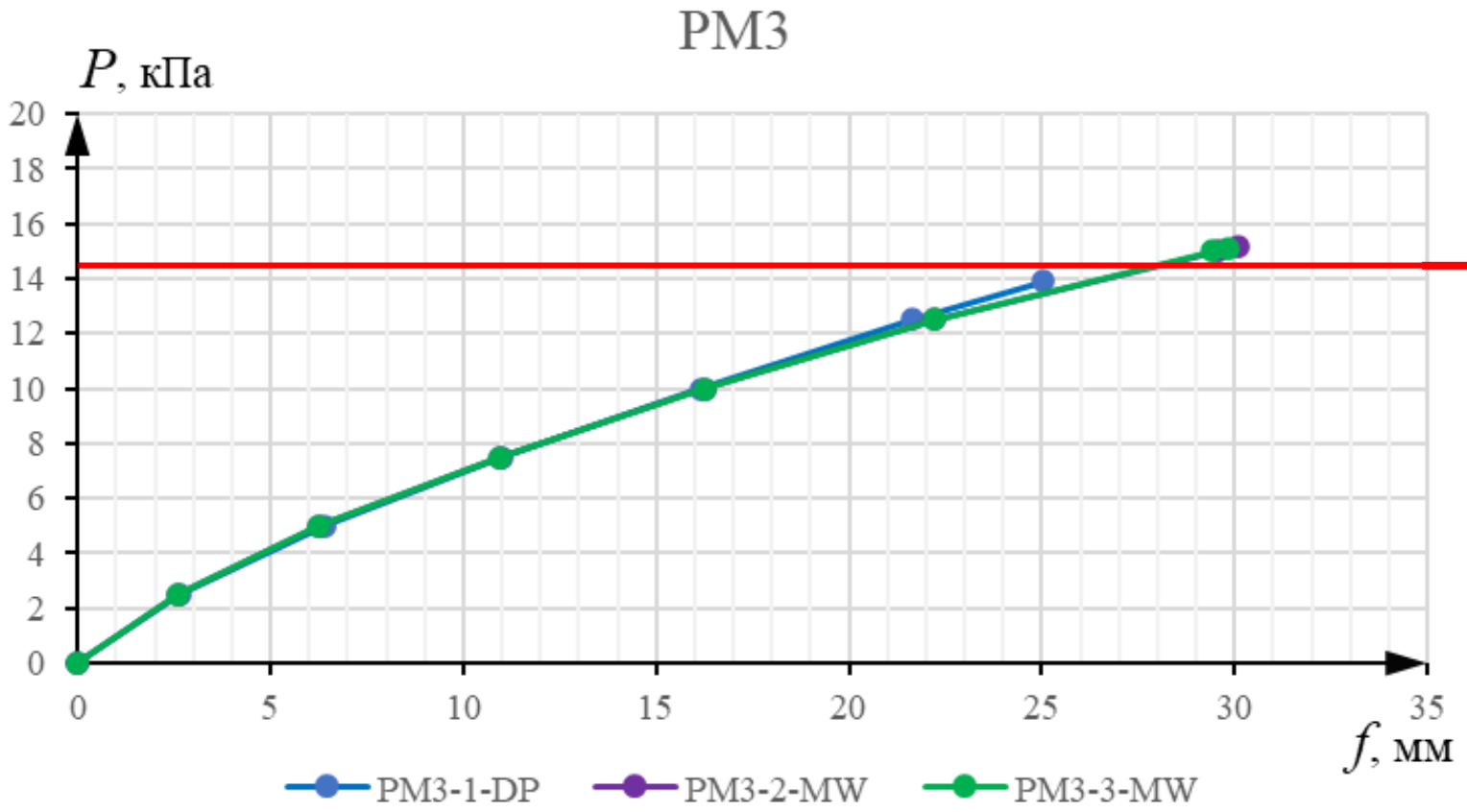
Результаты и обсуждение (продолжение):

8. При увеличении в 5 раз с 0,01 до 0,05 остаточного относительного напряжения при растяжении Ω_{tr} в РМ3-3 по сравнению с РМ3-2 результаты на диаграмме «*P*-*f*» изменились так несущественно, что соответствующие кривые на рис. 9 наложились друг на друга.

   При повторном увеличении Ω_{tr} в 5 раз с 0,05 до 0,25 результаты также практически не изменились (эти кривые не показаны);

9. При увеличении диаметра рабочей арматуры до 16 и 20 мм в РМ2-10-1 и РМ2-10-2, соответственно, по сравнению с РМ2-10 предельная нагрузка P заметно увеличилась с 1280 до 1587 (**24**%) и 1761 (**38**%) кН, см. рис. 11;

Рис. 9 – Диаграмма «*P-f*» РМ3



предельная нагрузка по аналогии с испытаниями*

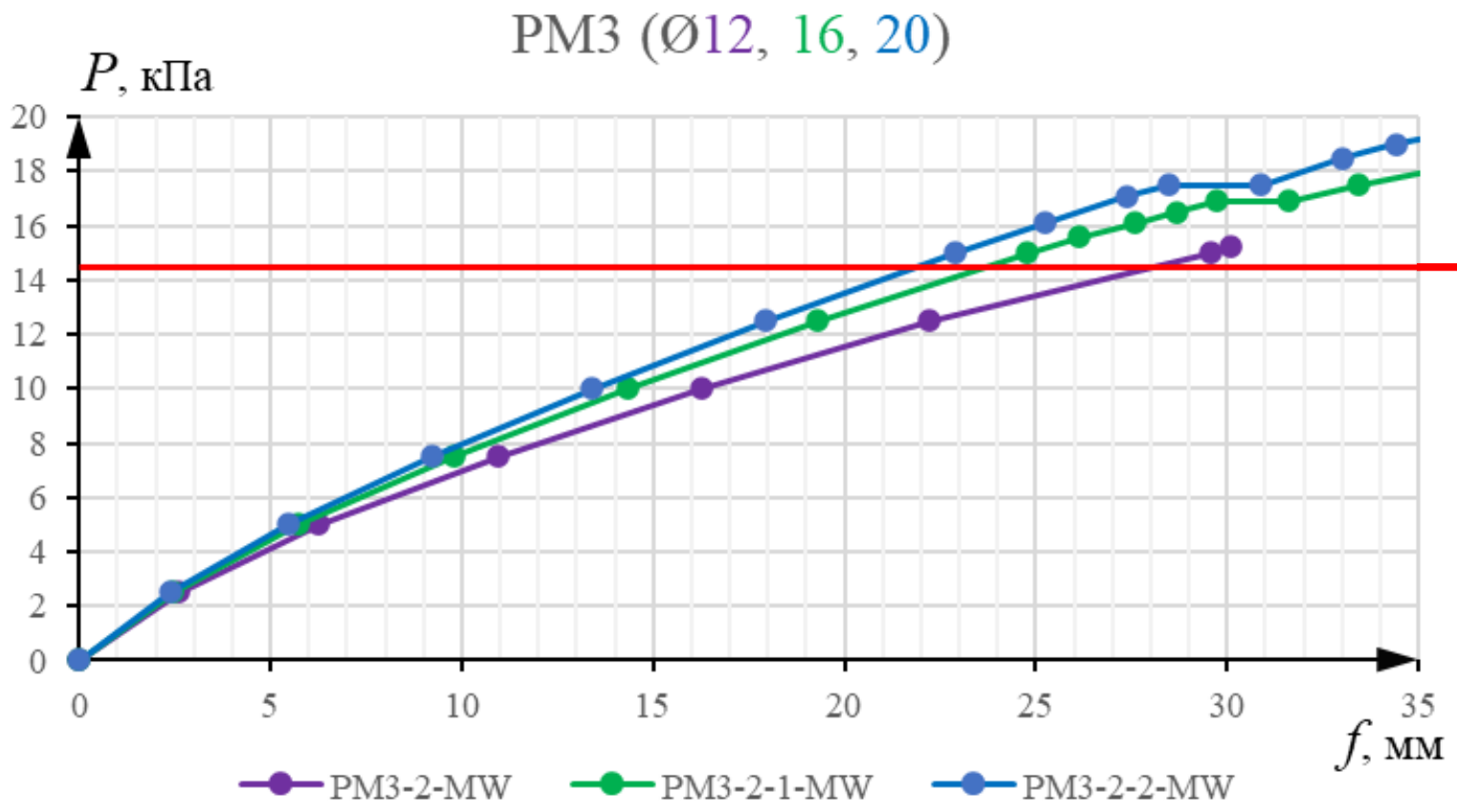
* – Пекин Д. А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – №10. С. 20-28

Результаты и обсуждение (продолжение):

9. При увеличении диаметра рабочей арматуры на опоре и в пролете до 16 и 20 мм в РМ3-2-1 и РМ3-2-2, соответственно, по сравнению с РМ3-2 предельная нагрузка *P* увеличилась с 15,2 до значений 16,9 (**11,2**%) и 17,5 (**15,1**%) кПа (1369 и 1418 кН по аналогии с РМ2), соответствующих горизонтальным участкам кривых, см. рис. 10.

   Из этого следует, что дальнейшее увеличение площади арматуры в опорной зоне реальной плитной конструкции, а не в «вырезанном» для проведения натурных испытаний фрагменте с габаритами 2×2 м, почти не приводит к увеличению несущей способности на продавливание, поскольку могут уменьшиться пролет среза и увеличиться угол наклона граней пирамиды, как в данном случае с **20**° до возможных ~**45**°.

Рис. 10 – Диаграмма «*P-f*» РМ3 при увеличении d_s



предельная нагрузка по аналогии с испытаниями*

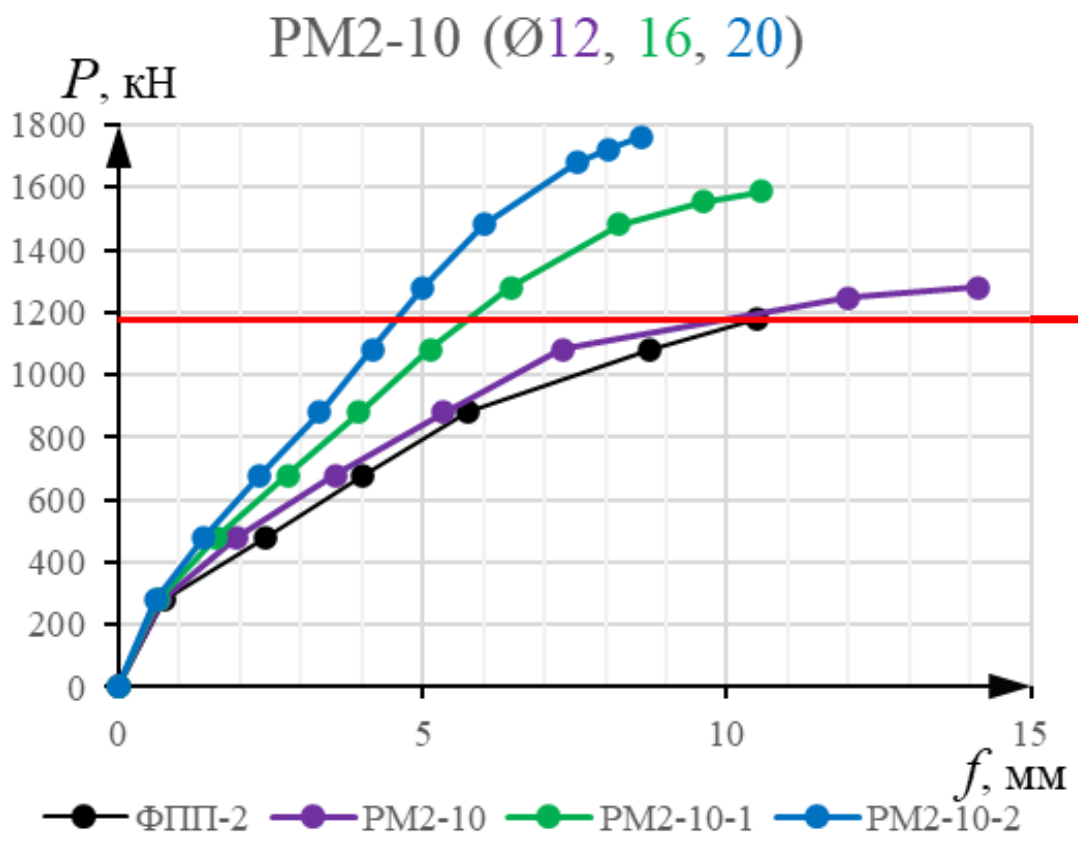
* – Пекин Д. А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – №10. С. 20-28

Результаты и обсуждение (продолжение):

9. На рис. 10 в РМ3-2-1 и РМ3-2-2 после горизонтальных участков кривых дальнейший рост нагрузки соответствует возникновению «**пластического**» сдвига в опорной зоне вокруг колонны и был получен единожды в каждой из этих РМ, при повторении расчетов без изменения каких-либо параметров рост нагрузки после горизонтальных участков больше не воспроизводился.

   Для большинства рассмотренных РМ при одинаковых параметрах фиксировались некоторые отличия в количестве итераций и промежуточных шагов на различных этапах нагружения, характерных развитию пластических деформаций – возможно, процедура Ньютона-Рафсона также зависит от аппаратных возможностей компьютера, меняющихся во времени (объем свободной оперативной памяти; загрузка процессора; …);

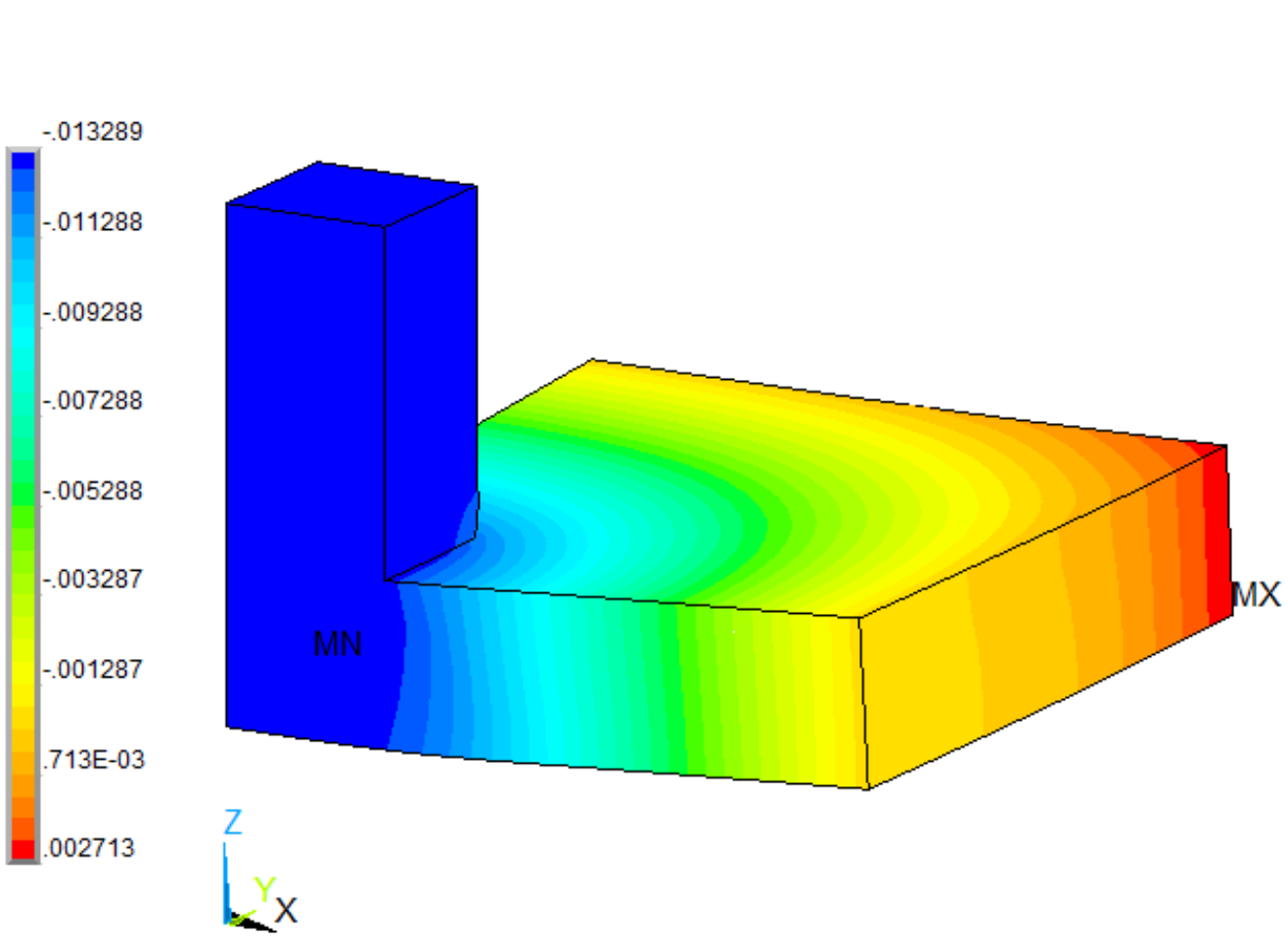
Рис. 11 – Диаграмма «*P-f*» РМ2 при увеличении d_s

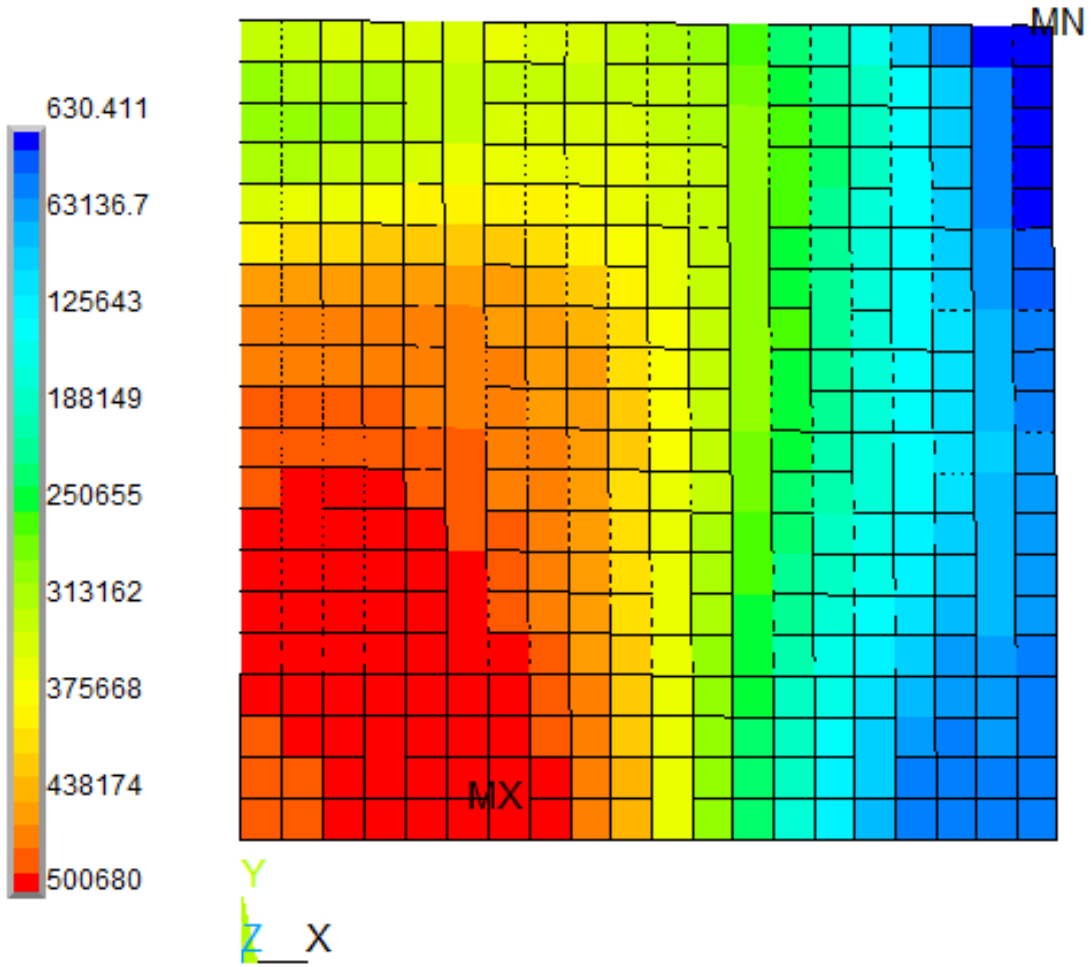


предельная нагрузка ФПП-2 на основе испытаний*

* – Пекин Д. А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – №10. С. 20-28

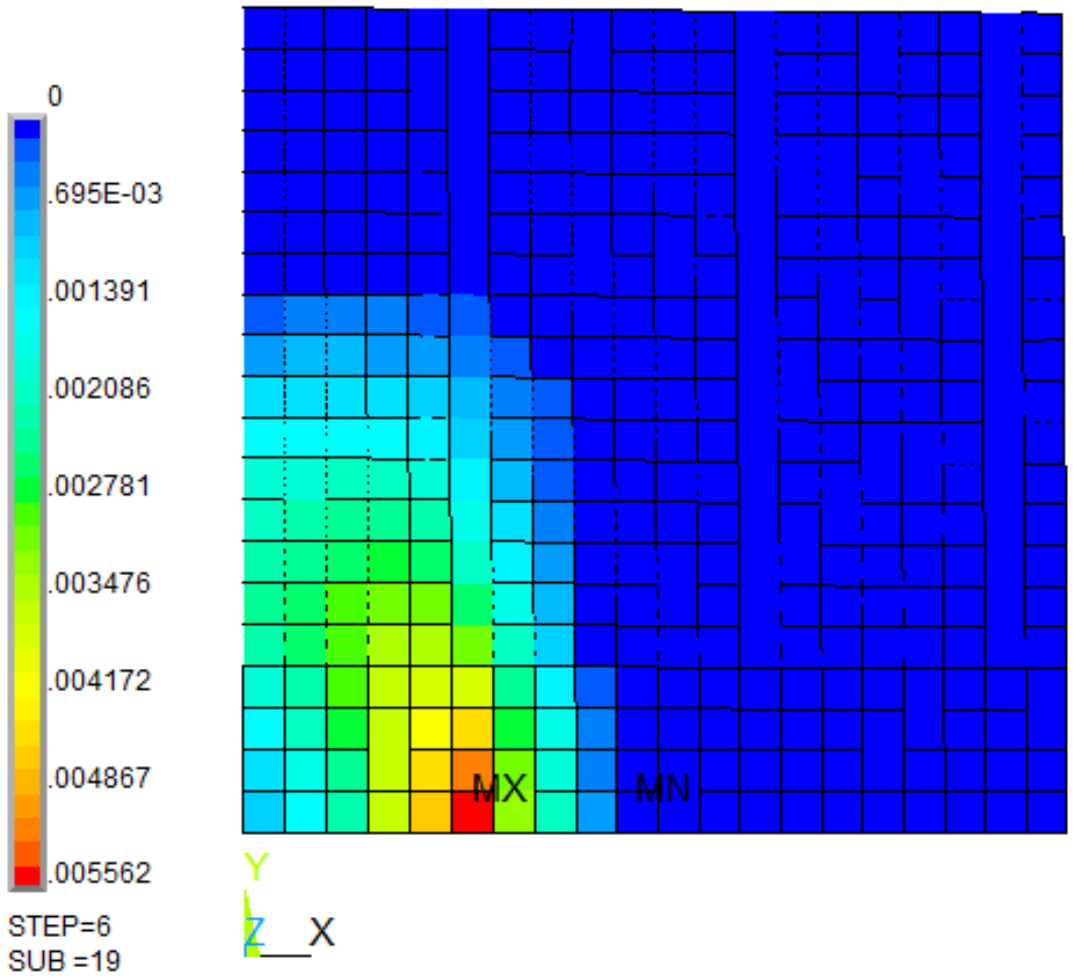
Рис. 12 – Прогибы f и напряжения σ_s в РМ2-10 по Z и X



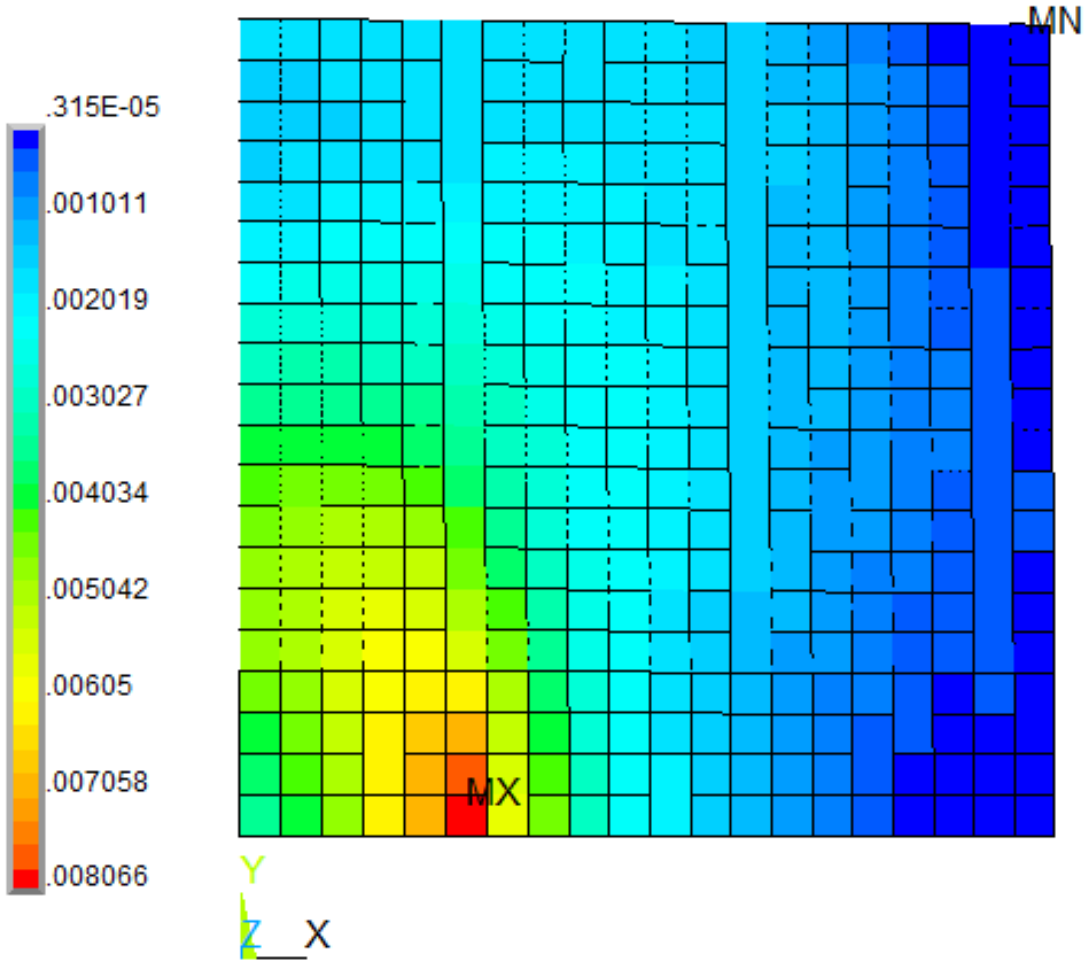


а) Прогибы f (м) при P = 1280 кН б) Напряжения в арматуре σ_s (кПа)

Рис. 13 – Относительные деформации в РМ2-10 по X



а) Пластические $\varepsilon_{s,pl}$



б) Суммарные $\varepsilon_{s,tl}$

Результаты и обсуждение (продолжение):

10. Кратное изменение (увеличение и уменьшение в два раза) принятого значения энергии разрушения G_{ft} (до 80 или 20 Дж/м^2) в РМ2-10 и РМ3-2 при сохранении величин других параметров УРД (HSD) не оказывает заметного влияния на кривые «*P*-*f*» как в части предельной нагрузки, так и прогибов.

    Остальные параметры УРД (HSD) для РМ2 и РМ3 достаточно интуитивные – снижение механических характеристик в относительном выражении приводит к уменьшению предельной нагрузки и увеличению прогибов, и были подобраны исходя из наибольшего соответствия экспериментальной диаграмме «*P*-*f*» фрагмента плиты ФПП-2, полученной на испытаниях;

Результаты и обсуждение (продолжение):

11. В РМ1 приращение нагрузки на каждом шаге составляло половину от нормативного собственного веса плиты – 2,5 кПа. В РМ2 и РМ3 приращение нагрузки было принято на основе проведенного натурного эксперимента – 200 кН и 2,5 кПа соответственно, при этом в РМ2 собственный вес плиты и оснастки задавался до начала нагружения с помощью команды ACEL, определяющей ускорение свободного падения для задания силы тяжести (в нашем случае вдоль оси Z).

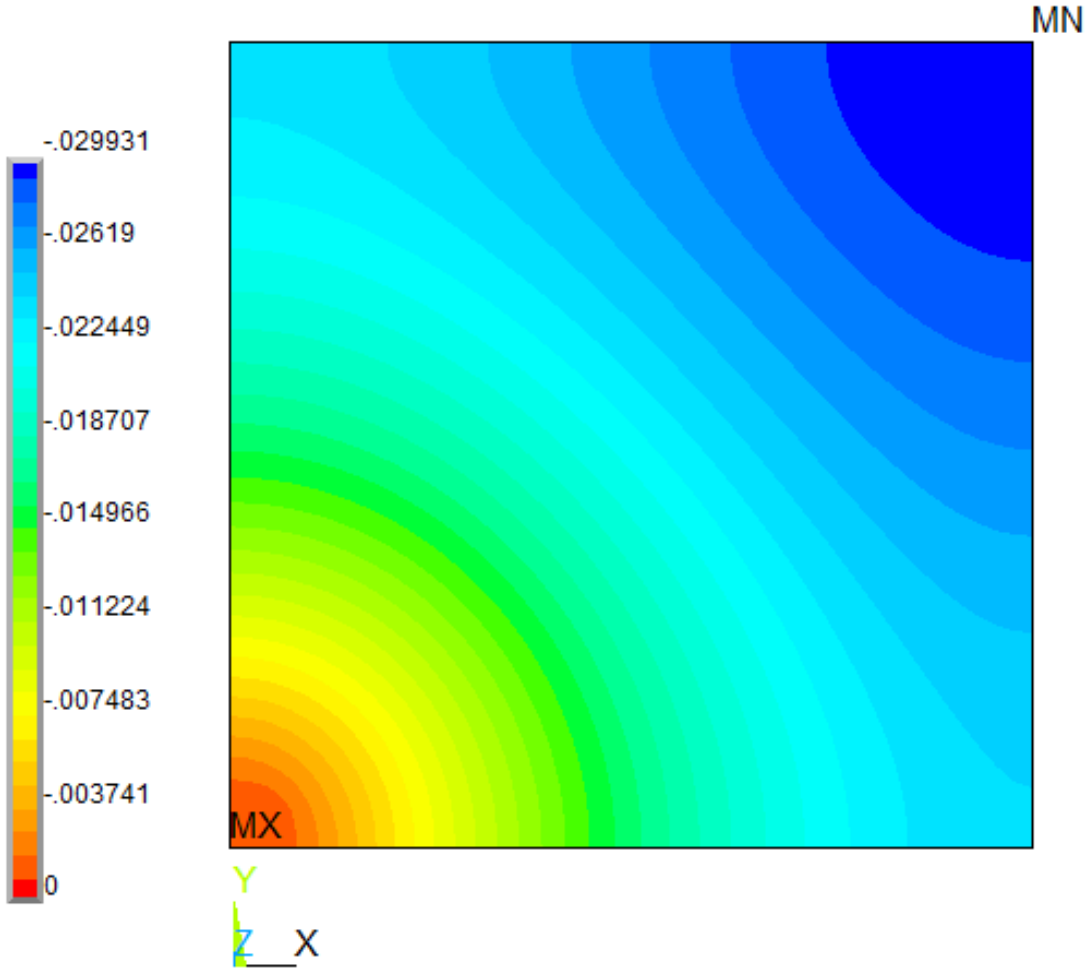
    При увеличении количества шагов и уменьшении величины приращения нагрузки в два раза каких-либо значительных изменений на диаграммах «*P-f*» для всех РМ1…РМ3 не выявлено;

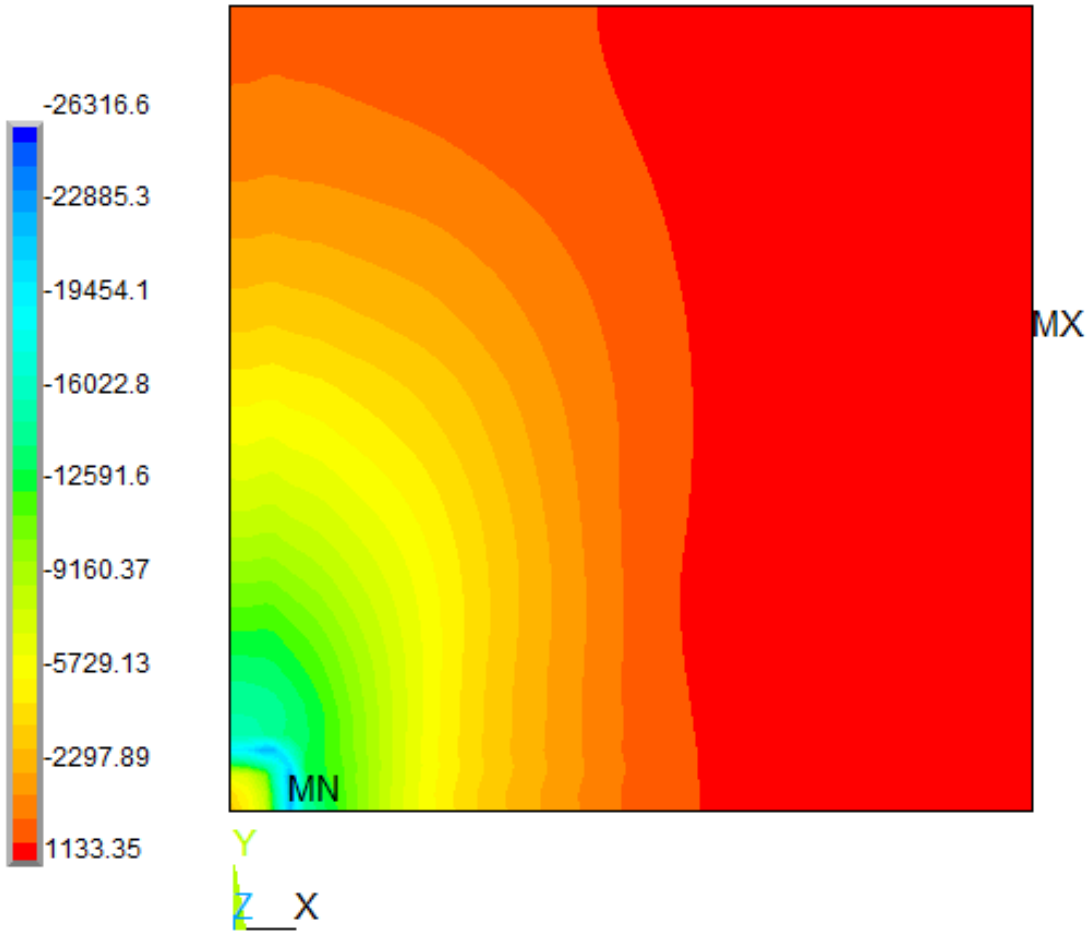
Результаты и обсуждение (окончание):

12. На рис. 14, 15 можно заметить важный и интересный результат расчета – граница нулевых изгибающих моментов (или нулевых нормальных сжимающих напряжений в бетоне σ_{bx} и арматуре $\sigma_{s,b}$) на рис. 14 б) и 15 а) проходит на расстоянии ~1/5L (9/5 = **1,8** м) от оси колонны. При этом граница нулевых нормальных растягивающих напряжений в арматуре $\sigma_{s,t}$ на рис. 15 б) находится гораздо ближе к колонне, на расстоянии от оси ~1/9L (9/9 = **1,0** м).

    Это происходит, скорее всего, в связи с «**пластическим**» сдвигом в бетоне опорной зоны плиты, см. также п. 9 выше на сл. 35, и вряд ли соответствует реальной картине НДС.

Рис. 14 – Прогибы f и напряжения σ_{bx} в РМ3-2 по Z и X

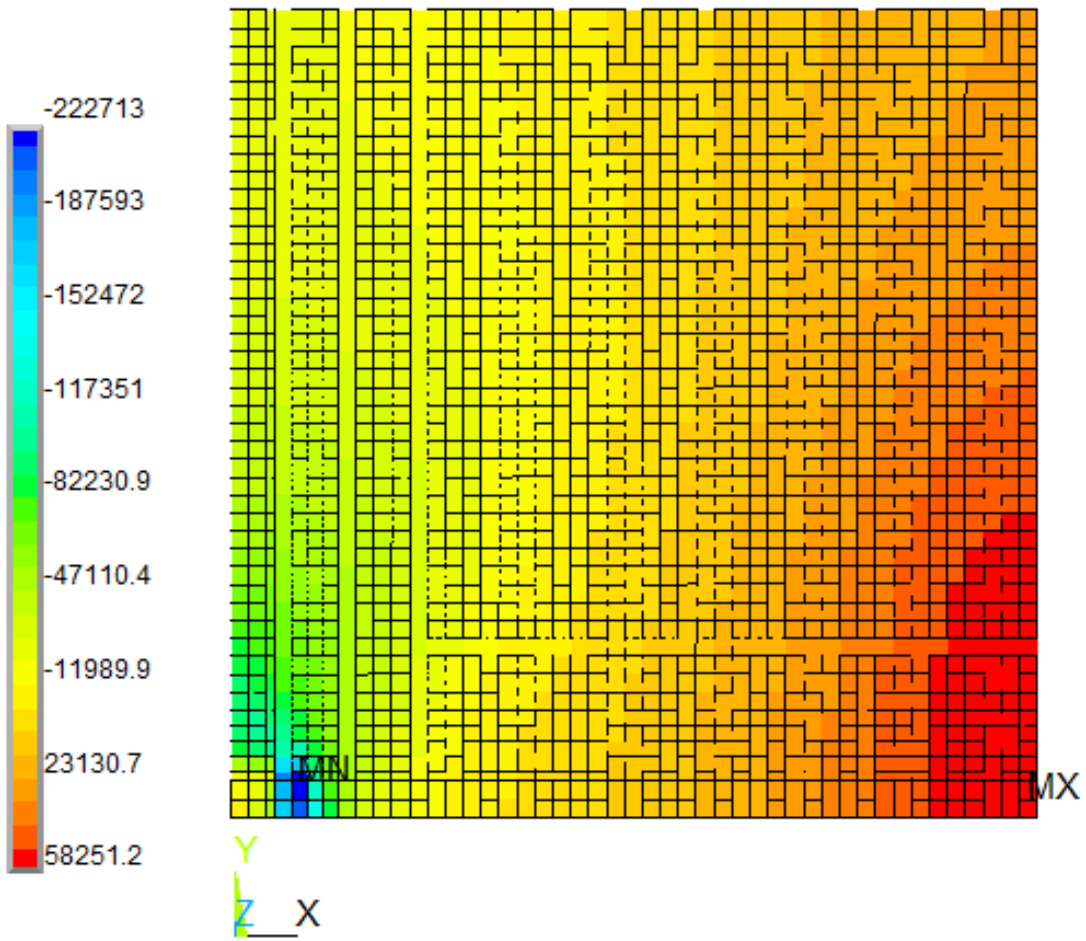




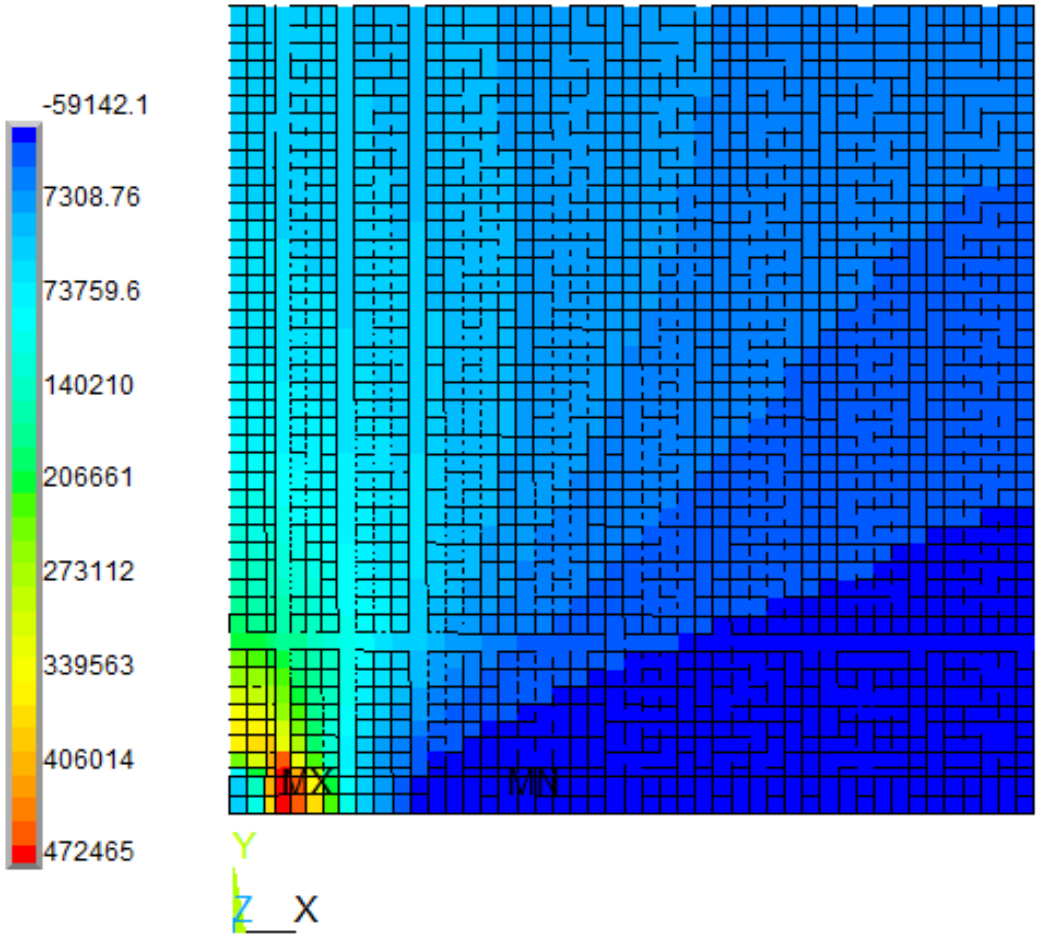
а) Прогибы f (м) при P = 15,2 кПа

б) Напряжения в бетоне σ_{bx} (кПа)

Рис. 15 – Напряжения в арматуре $\sigma_{s,b}$ и $\sigma_{s,t}$ в РМЗ-2



а) В нижней арматуре $\sigma_{s,b}$ по X



б) В верхней арматуре $\sigma_{s,t}$ по X

Качественная оценка результатов (начало):

1. С помощью реализованного в ПВК аппарата упрочнения-разупрочнения-дилатации (УРД-HSD) бетона и стали для случая продавливания можно получить удовлетворительные результаты соответствия механических моделей, основанных на различных теориях прочности бетона – DP и MW, относительно результатов физических экспериментов в части диаграмм «*P-f*» при различных параметрах РМ: размеры КЭ, способ армирования и т. д. Такой подход существенно снижает влияние самих критериев прочности и пластичности бетона на конечный результат и картину НДС железобетонных плит.

   В этой связи, можно сделать следующий вывод – выбор теории прочности бетона **не является определяющим** для расчета плитных ЖБК при текущем **способе моделирования трещин**.

Качественная оценка результатов (продолжение):

Для плит опертых по контуру получить аналогичный результат не удалось, что вызывает следующие вопросы к диаграмме «*P-f*» и оценке предельной нагрузки, указанных в Справке:

- причина невозможности дальнейшего сопротивления конструкции росту внешней нагрузки выше значения 27,5 кПа при напряжениях в нижней растянутой рабочей арматуре класса А500 по оси X – **25,5** МПа (в РМ1-2: по оси X – **17,3** МПа, по оси Y – **49,1** МПа);
- причина столь существенной разницы в оценках предельной нагрузки по сравнению с прикладными теориями расчета, см. п. 2 на сл. 17 «Результаты и обсуждение».

Качественная оценка результатов (продолжение):

2. Рассмотренный способ учета нормальных и наклонных трещин на основе модели условных трещин (использования относительных пластических деформаций растяжения бетона $\varepsilon_{bt,pl}$ вместо фактических трещин) не позволяет получить близкое к реальности НДС изгибаемых ЖБК как в части напряжений в сжатой зоне бетоне над трещинами, так и в растянутой арматуре, особенно в пролетных зонах плит на примере РМ1 и РМ3.

   Возможно, другой подход на основе модели микроплоскостей (microplane model), реализованный в ПВК и рассмотренный на примере узла сопряжения ригеля с колонной в разделе 54 Справки, позволяет получить более качественные результаты моделирования НДС ЖБК.

Качественная оценка результатов (окончание):

3. Диаграммы «*P-f*» не могут служить инструментом для получения качественной оценки НДС плитных ЖБК при использовании рассмотренных способов моделирования.

   Тем не менее, при расчетах на продавливание без учета поперечной арматуры могут быть вспомогательным инструментом.

Заключение (начало):

1. В книге* перечислены направления, которые занимаются изучением проблем прочности, разрушения и пластической деформации различных конструкционных материалов. Инструменты и подходы, рассмотренные в данной статье, относятся только к одному из них – **механико-расчетному** (техническому), который использует аппарат и концепции механики сплошной среды;

* – Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1978. – 316 с.

Заключение (продолжение):

2. Множество физико-химических особенностей бетона и железобетона не укладываются в рамки механического подхода и, скорее всего, вряд ли будут когда-нибудь учтены в полном объеме, например:
   - структура бетона и изменение прочности во времени;
   - начальные напряжения и усадка бетона в зависимости от способа изготовления;
   - отсутствие, наличие и влияние профиля арматуры на сцепление с бетоном;
   - скорость и способ приложения нагрузки;
   - влияние поперечных деформаций арматуры на бетон, зажатый между арматурными сетками или каркасами;
   - и другие, перечисленные в монографии* Н. И. Карпенко.

* – Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М., Стройиздат, 1996. – 413 с.

Заключение (продолжение):

3. Главный недостаток текущей реализации на основе МКЭ в большинстве ПВК – это отсутствие возможности моделирования образования и раскрытия фактических силовых трещин, которые должны физически отсоединять друг от друга объемные 8-ми узловые КЭ по соответствующим граням и делить их при необходимости на более мелкие 6-ти, 5-ти и 4-х узловые КЭ, что позволит сформировать и показать возникающие поверхности нормальных и наклонных трещин в перестроенной расчетной модели уже на основе последующего нелинейного расчета;

Заключение (продолжение):

4. Подмена предложенного подхода отображением растягивающих пластических деформаций вместо трещин, характерная большинству других источников и ПВК, не позволяет перейти на качественно новый уровень моделирования НДС ЖБК, который должен позволить получить скачки напряжений в сжатом бетоне над нормальными трещинами по сравнению с окружающим сжатым бетоном, а также дополнительные скачки в месте условного пересечения нормальной и наклонной трещин, как показано на рис. 14 г) в книге* А. С. Залесова;

* – Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – К.: Будивэльник, 1989. – 104 с.

Заключение (окончание):

5. Сложность этой задачи такова, что требует привлечения ключевых специалистов в области прикладной математики и программирования, специализирующихся на разработке и реализации МКЭ, которыми безусловно являются разработчики данного ПВК.

   В продолжение данной статьи планируется опубликовать следующие:

   - Влияние способов моделирования арматуры плитных ЖБК на результаты нелинейных расчетов
   - Численное моделирование фрагментов плитных ЖБК в нелинейной постановке на основе модели «микроплоскостей» (microplane model)
   - Влияние поперечной арматуры на разрушение плитных ЖБК от продавливания в нелинейной постановке

Доклад подготовлен по материалам статьи:

Пекин Д. А. **Численное моделирование фрагментов плитных железобетонных конструкций в нелинейной постановке** // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 15. № 3. С. 24-43.

Ссылка для скачивания:

https://инв-строй.рф/sites/default/files/2026-09/22_Chislennoye_modelirovaniye_fragmentov_plitnykh_ZHBK_v_nelineynoy_postanovke.pdf

Спасибо за внимание!