

УДК 624.012.45

# **ВРАХУВАННЯ ДОДІЛЬНИХ ГІЛОК ДЕФОРМУВАННЯ БЕТОНУ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ В ЇХ РОЗРАХУНКАХ**

*Узун І.О.*

**Дослідження присвячено врахуванню додільних гілок деформування бетону і залізобетонних елементів в їх розрахунках. В залежності від класів бетону, арматури, коефіцієнтів армування в розрахунках згинальних та позацентрово стриснутих елементів реалізуються діаграми деформування бетону з різними параметрами**



вершин і додільних гілок діаграм і різними параметрами площдин текучості арматури.

Додільні гілки діаграм деформування бетону обумовлюють реалізацію додільних гілок діаграм момент-кривизна в згинальних елементах [1,2].. Діаграми деформування бетону справляють великий вплив на параметри напружено-деформованого стану стержневих статично невизначених систем В стиснутій зоні статично визначених і статично не-визначених стержневих систем природньо розвиваються деформації додільних гілок діаграм  $\sigma_b - \epsilon_b$  які сприяють перерозподілу напружень в бетоні /трансформуванню епюр напружень/ і перерозподілу зусиль між елементами системи. За рахунок менш навантажених суміжних волокон бетону деформації додільних гілок розвиваються послідовно в кожному волокні, починаючи з крайового і до волокна, в якому деформація дорівнює  $\epsilon_R = 0,002$ . Кривизна діаграми обумовлена утворенням внутрішніх тріщин /розвитком псевдопластичних деформацій/, а її отримання - умілістю керування стійким розвитком макротріщин завдяки перерозподілу напружень між компонентами бетону. На підставі експериментальних досліджень запропонована методика отримання еталонних діаграм деформування бетону при стиску з додільними гілками /заявка №4375458, 1988 р./ шляхом навантаження призм на додільній гілці до рівня напружень  $0,85 R_b$  з швидкістю  $1,5 \dots 2,5 \cdot 10^{-5} \text{ хв}^{-1}$ , а при підході до вершини і на додільній гілці з швидкістю  $0,5 \cdot 10^{-5} \text{ хвил}^{-1}$ . Ручним регулюванням швидкості деформування за 5 г отримуємо діаграму  $\sigma_b - \epsilon_b$  з додільною гілкою. При наявності спецустаткування автоматичним регулюванням швидкості деформування час випробування може бути скорочений до 3 г. Не можна скорочувати час випробувань бетону до 2 г, тому що конструкції випробовують не менш 3 г. Довжина додільної гілки скорочується в розрахунках рівнем напружень  $0,85 R_b$  і відповідним значенням деформації, або рекомендованим ЕКБ-ФІП значенням деформації  $\epsilon_{bu}$ .

Переведення методів розрахунків конструкцій на комп'ютерну основу потребує побудови нових моделей деформування бетону і стержневих елементів, які наближені до сучасних моделей деформівного твердого тіла. Для цього розроблені методи подолання різниці між бетоном і суцільним середовищем [3]: розглядають середні діаграми деформування бетону; враховують вплив градієнтів деформацій, масштабного фактору, зчеплення арматури з бетоном, тривалість дії навантаження і послідовність досягнення граничних деформацій. Еталонні діаграми трансформують [4,5] в процесі розрахунку шляхом множення максимальних напружень на коефіцієнт  $N$ , а відповідних деформацій  $\epsilon_R$  на коефіцієнт  $1,05N$ .

Коефіцієнт  $N$  змінюється від 1 при градієнті деформацій  $15 \cdot 10^{-5} \text{ хвил}^{-1}$



до 1,2 - при градієнті  $50 \cdot 10^{-5}$  хвил<sup>-1</sup> .

В залежності від класів бетону, арматури, коефіцієнтів армування в розрахунках згинальних та позацентрово стиснутих елементів реалізуються діаграми деформування бетону з різними параметрами вершин і додільних гілок діаграм і різними параметрами площадки текучості арматури. На початку навантаження стержневі елементи працюють пружно. При моменті  $0,25 M_{\max}$  в елементі виникають тріщини, починають проявлятися непружні деформації в стиснутій зоні бетону, жорсткість найбільш напруженого перерізу починає зменшуватися. При початку текучості арматури в перерізі утворюється пластичний шарнир, а  $\epsilon_b \ll \epsilon_{bu}$  . В бетоні стиснутої зони і в розтягнутій арматурі продовжують збільшуватися деформації, а висота стиснутої зони зменшується. Одночасно епюра напружень в бетоні трансформується в криволінійну. Коли напруження в крайових волокнах досягнуть величини  $R_b$  бетон цих волокон не руйнується, але і напруження більше не зростають. В них починають розвиватися деформації додільної гілки діаграми  $\sigma_b - \epsilon_b$  . Напруження збільшуються в волокнах, розташованих нижче по висоті перерізу /між крайовими волокнами бетону і центром ваги стиснутої зони/. І тільки в одному волокні, розташованому на цій ділянці з стиснутої зони досягається максимальне напруження  $\sigma_b = 1,2 R_b$  . В інших волокнах напруження змінюються від 1 до  $1,2 R_b$  , потім в них по черзі розвиваються деформації додільної гілки. В волокнах, розташованих нижче центра ваги стиснутої зони  $\epsilon_b < \epsilon_R$  / напруження менші  $R_b$  . Одночасно напруження в крайових волокнах починають зменшуватися. При дотриманні постійної швидкості деформування згинального елемента настає час, коли прирощення прогину досягається при постійній величині моменту, а потім і при зниженні його. Після досягнення  $M_{\max}$  висота стиснутої зони збільшується, а плече  $Z_b$  , коефіцієнт  $\omega$  і зусилля  $N_b$  зменшуються.

На підставі розглянутої моделі деформування розроблений алгоритм розрахунку і аналізу напружено-деформованого стану стержневих елементів. Чисельні дослідження дозволили уточнити параметри епюри напружень  $\omega, \beta, H, \chi, Z_b$  /. Виявлено, що несуча здатність за методикою автора забезпечується при зменшенні класу бетону на 5 МПа в порівнянні з розрахунком з методикою СНиП. В розрахунку реалізація додільної гілки діаграми  $\sigma_b - \epsilon_b$  приводить до побудови слабонахиленої догори лінії, або додільної гілки діаграми момент-кривизна /див. Рис.1/. За діаграмами М-1/г фіксують дві величини кривизни за відповідними деформаціями бетону і арматури. При  $\xi > \xi_R$  фіксують кривизни в вершині діаграми момент-кривизна і на рівні  $0,85 M_{\max}$  додільної гілки. При  $\xi < \xi_R$  фіксують кривизни в точці перелому діаграми М-1/г , а також в кінці слабонахиленої лінії діаграми.

При помірних коефіцієнтах армування  $\mu \leq 0,01$  / в точці перелому діаграми М-1/г деформація початку текучості арматури  $\epsilon_s = 0,002$



вже досягнута, а деформації бетону  $\epsilon_b$  нижче  $\epsilon_R=0,002$ . До моменту досягнення деформації  $\epsilon_R$  і далі до моменту досягнення граничних значень деформацій розвиваються слабонахилені вгору лінії діаграми

$M-1/r$ . При досягненні кінця площадки текучості арматури  $1/\epsilon_s = 0,01$  визначається кривизна  $(1/r)_2$  і деформація бетону, яка може бути як більше так і менше  $\epsilon_{bu}$ .

При великих коефіцієнтах армування  $1/\mu > 1/\mu_R$  раніше досягаються граничні деформації в бетоні, а напруження в арматурі  $\sigma_s < R_s$ . Вершині діаграми  $M-1/r$  відповідає значення деформації бетону, яке менше  $\epsilon_{bu}$ . Значення кривизни на додільній гілці діаграми  $M-1/r$  стержневих елементів визначається за рівнем моменту  $0,85 M_{\max}$  і  $\epsilon_{bR2} \geq \epsilon_{bu}$ .

Від параметрів діаграм  $\sigma_b - \epsilon_b$  залежать коефіцієнти  $\omega$ ,  $\beta$ , висота  $x$  і величина зусилля  $N_b$ . Ці параметри змінюють величину максимального моменту при звичайному згині і позацентровому стиску на  $\pm 5\%$ , а при косому позацентровому стиску знижують  $M_{\max}$  на 21% в порівнянні з розрахунком за СНиП 2.03.01-84 [1, 2]. Якщо враховувати коефіцієнт  $N$ , то результати розрахунку задовільно узгоджуються з даними експериментів. Отримані діаграми  $M-1/r$  використані для уточнення жорсткостей перерізів при кроково-ітераційному методі розрахунку статично невизначених систем. Чисельні дослідження показали, що при навантаженні системи виникнення пластичного шарніру приводить до перерозподілу внутрішніх зусиль і зростанню моментів в інших перерізах. Перерізи перших пластичних шарнірів деформуються по додільній гілці діаграми момент-навантаження при зростанні навантаження. Після утворення останніх пластичних шарнірів і досягненні максимальних моментів в усіх перерізах починається розвантаження. При розвантаженні продовжується зростання прогинів. Реалізація додільних гілок проявляється малопомітно, якщо не дотримувати постійної швидкості деформування. Постійна швидкість деформування сприяє ідентифікації параметрів діаграм -  $M_{\max}$ ,  $1/r$ ,  $f$ , які для одних перерізів фіксуються при навантаженні  $P < P_{\max}$ , а для інших - при максимальних навантаженнях / див. рис. 2/. При розрахунку стержневих систем з різними висотами стиснутих зон  $1/\xi < 1/\xi_R$  і  $1/\xi > 1/\xi_R$  метод дозволяє враховувати послідовність досягнення граничних значень деформацій арматури і бетону, а також встановити ділянки слабонахилених або додільних гілок діаграм  $M-1/r$ , які реалізуються і мають різну довжину. Правильне врахування ділянок додільних гілок запобігає переоцінці несучої здатності стержневих систем через можливість крихкого руйнування окремих пластичних шарнірів при  $\xi < \xi_R$ .

Перерозподіл моментів в статично не визначених балках залежить від деформаційної здатності перерізів /коефіцієнта армування, класів бетону, арматури, розташування навантаження  $P$  в прольоті, співвідношення жорсткостей перерізів після утворення тріщин/. При однаковому



коефіцієнті армування прольотного і опорного перерізів і розташуванні Р близьке до середньої опори прольотні і опорні моменти за величиною наближені. Момент в першому пластичному шарнірі вище розрахункового на 12,5 % за рахунок зміцнення бетону і збільшення  $Z_b$ . При слабкому армуванні опорного перерізу  $\mu = 0,0067$ , такому ж розташуванні навантаження після досягнення максимального значення опорного моменту  $M_{sup}$  моменти змінюються: опорний в бік зменшення, а прольотний в бік збільшення. При цьому опорний момент  $M_{sup}$  досягає лише 86 % своєї розрахункової величини. Причина - в зниженні на 29 % жорсткості опорного перерізу і зміни відношень жорсткостей  $B_{sup} / B_{sp}$  від 0,63 за розрахунком до 0,45 за експериментом. Дослідний /перерозподілений/ момент нижче пружного не на 30% , а на 40 % в Момент в другому пластичному шарнірі більше розрахункового на 6 % [6].

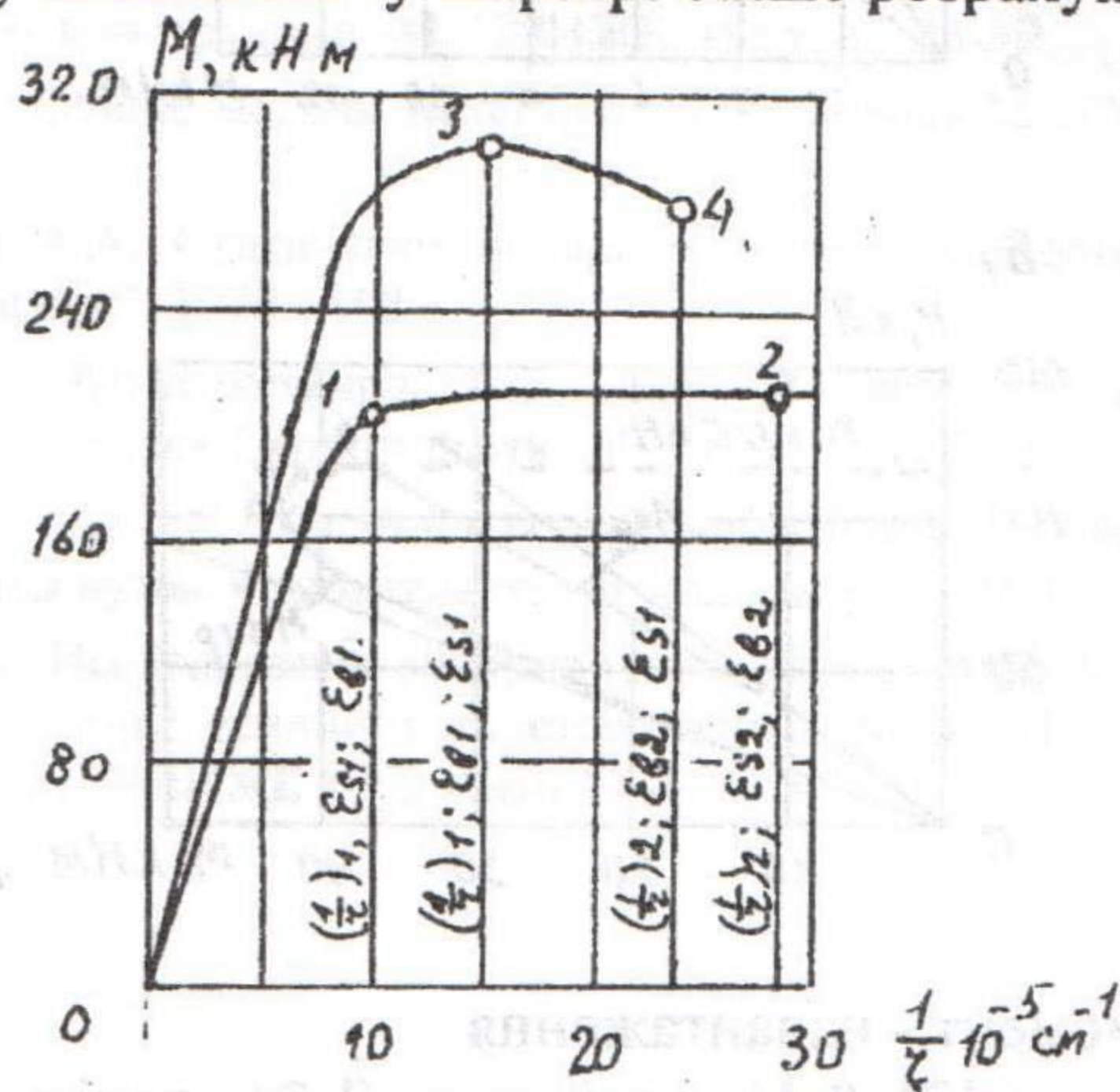


Рис о 1 Діаграми момент - кривизна [2]

- 1 - точка повороту діаграми;
- 2 - точка у кінці горизонтального /слабонахиленої/ лінії;
- 3 - точка в вершині діаграми;
- 4 - точка на додільній гілці,

Співвідношення жорсткостей перearмованих перерізів з тріщинами змінюється незначно,  $M_{sp} / M_{sp}^{el} = 0,9$ . В цьому випадку намічати перерозподіл прольотних моментів  $M_{sp}$  на 30% було б помилковістю. При розташуванні навантаження на 0,171 від крайньої опори раніше досягається максимальне значення  $M_{sp}$ , при однаковому коефіцієнті армування дослідний опорний момент на 21% нижче розрахункового, тобто недовикористовуються міцнісні і деформативні якості бетону і арматури. Близьке до вершини діаграми момент-навантаження зріст прольотного моменту  $M_{sp}$  затримується,, Гілки розвантаження починаються після досягнення максимального навантаження. В балках тієї ж серії, але при розташуванні навантаження на 0,331 від середньої



опори, прольотні і опорні моменти рівні. Після досягнення максимального значення  $M_{sup}$  опорний момент на додільній гілці діаграми  $M-P$  знижується на 11%, прольотний момент зростає і досягає максимальної величини при максимальному навантаженні.

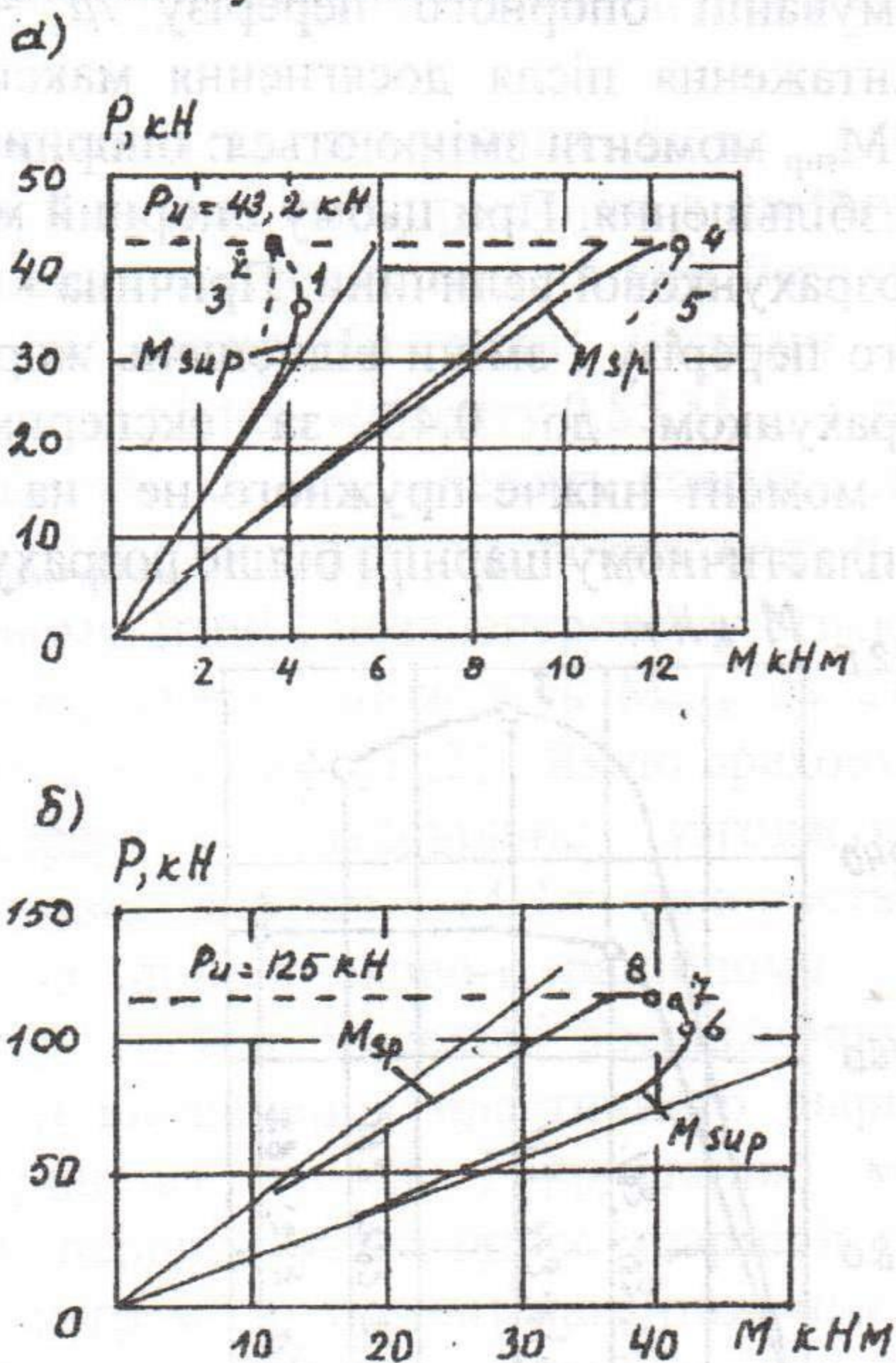


Рис.2 Діаграми момент - навантаження

а/ - в Г-подібній рамі [7] /0-1/ - догірна та /1-2/ - додільна гілки

1 - вершина діаграми момент-нагрузка

2 - момент  $M_{sup}$  при  $P_u$ ; 3, 5 - гілки розвантаження;

4 - момент  $M_{sp}$  при  $P_u$ .

б/ в статическі невизначеної балки [1,2]

6 - вершина діаграми момент-навантаження;

7 - момент  $M_{sup}$  при  $P_u$ ; 8 - момент  $M_{sp}$  при  $P_u$ .

Якщо систему навантажувати, без дотримання постійної швидкості деформування, то при зростанні навантаження додільні гілки проявляються менш виразно. Досягнення максимального навантаження співпадає з моментом руйнування. Два види навантаження /з постійною і зростаючою швидкістю деформування/ приводять до реалізації різних максимальних моментів в межах можливих величин /30% / перерозподілу зусиль. Тому одні перерізи необхідно розраховувати за максимальними моментами, отриманими із розрахунку з використанням деформаційної моделі, а інші перерізи - за моментами, отриманими із розрахунку системи за пружною схемою.



**ВИСНОВКИ.** Діаграми деформування матеріалів, трансформованих з врахуванням вказаних факторів, являються основою для розробки розрахункової моделі стержневих елементів. На підставі цієї моделі розроблений алгоритм побудови діаграм  $M-l/r$  суттєво важливих при визначенні змінних жорсткостей перерізів в процесі кроково-ітераційного розрахунку стержневих систем.

### *Література*

1. Гуца Ю.П., Лемыш Л.Л., Сухман В.Я., Прочность и жесткость кососжатых железобетонных элементов//Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций.-М.:НИИЖБ, 1989.-С.39-51.
2. Гуца Ю.П., Лемыш Л.Л. К вопросу о совершенствовании расчета деформаций железобетонных элементов//Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций.-М.:НИИЖБ, 1986.-С. 26-39.
3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона М.: Стройиздат, 1996.-414 С.
4. Дыховичный А.А. Статически неопределимые железобетонные конструкции. Киев: "Будівельник", 1978.- 108 с
5. Узун И.А. Трансформирование диаграм деформирования бетона при сжатии//Известия вузов.Строительство.-1991.-№11.-С.7-12.
6. Узун И.А. Способ оценки перераспределения усилий в неразрезных балках//Известия вузов. Строительство и архитектура.-1991 №6.-С.6-12.
7. Кузьмичев А.Е. Исследование влияния пластических деформаций сжатого бетона на перераспределение усилий в железобетонных рамах//Исследования по теории железобетона.-М.:НИИЖБ, 1960.-Вып.17.-С. 178-210.