



Prof. dr hab. inż. WŁODZIMIERZ STAROSOLSKI, *wlodzimierz.starosolski @ polsl.pl*  
Politechnika Śląska, Gliwice

## **ANALIZA OBLICZENIOWA W OCENIE STANU AWARYJNEGO KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH**

### **THE CALCULATION ANALYSIS OF ESTIMATING THE DAMAGE CONDITION OF THE CONCRETE STRUCTURES**

**Streszczenie:** Treścią artykułu jest propozycja metodologii postępowania w obliczeniowej ocenie stanu awaryjnego konstrukcji, pozwalająca w wielu wypadkach na zaniechanie kosztownych wzmocnień. Wskazano na efektywność dokładniejszego (nie prętowego) modelowania ustroju. Pokazano jak, w sposób stosunkowo prosty, można w modelu liczonym dla materiału liniowo sprężystego, uwzględnić – zarówno w stanie granicznym nośności, jak i użyteczności – lokalne zniżenie nośności przekrojów, względnie powstanie przegubów.

**Abstract:** The aim of the paper is to propose a methodology of taking appropriate actions in calculation analysis of estimating the damage condition of the construction which allows in many cases to avoid expensive strengthening. It was suggested that more precise (without frame model) modeling of the structure can be more effective. It was shown how in a very simple way the model calculated for elastic material can take into consideration local damaging of load capacity section or the appearance of joints in the Ultimate Limit Stress and Serviceability Limit Stress.

Motto

**Najtańszym sposobem wzmocnienia  
konstrukcji jest często dokładne  
jej obliczenie**

### **1. Wprowadzenie**

Jeżeli w trakcie obliczeniowego sprawdzenia stanu awaryjnego wykaże się, że stan graniczny konstrukcji nie spełnia wymogów bezpieczeństwa, to prowadzenie jakiegokolwiek dalszej analizy jest niecelowe. Analiza konstrukcji w stanie granicznym zniszczenia jest bowiem oszacowaniem zakładającym pełne włączenie się do współpracy wszystkich elementów konstrukcji i nie zawiera żadnych dodatkowych rezerw.

Jeżeli, analizując stan graniczny nośności, wykaże się istnienie wystarczających zapasów bezpieczeństwa, nie oznacza to jeszcze, że konstrukcja nie wymaga interwencji, w tym przede wszystkim z uwagi na stany użytkowe.

Głównym zadaniem tego referatu jest wskazanie sposobów oceny stanów użytkowych, w tym ugięć, w sytuacji, gdy w poszczególnych przekrojach nie są dopełnione założenia czynione przy obliczeniach sprężystych – przykładowo powstały duże zarysowania negujące

ciągłość przekrojów, nastąpiło lokalne zaniżenie nośności w stosunku do potrzeb wykazanych przy obliczaniu z zastosowaniem modeli dla materiału liniowo sprężystego.

Nie będziemy tutaj rozważać stanu granicznego całej konstrukcji (ustroju) a jedynie – jak to ma często miejsce – sytuacje, w których stan graniczny wystąpił w poszczególnych miejscach lub przekrojach, a pozostała część konstrukcji (ustroju) znajduje się w stanie niewiele odbiegającym od sprężystego. Zagadnienie ograniczono do obciążeń quasi statycznych (prawie stałych) i z konieczności do kilku wybranych problemów obliczeniowych.

Zanim zajmiemy się różnymi aspektami obliczeniowymi w ocenie stanu awaryjnego, należy sprecyzować co to jest stan awaryjny.

Dla potrzeb tego referatu uznano, że **stanem awaryjnym konstrukcji są zarówno wszystkie te sytuacje, w których niedopełnione zostały określone normowo, lub zwyczajowo sytuacje eksploatacyjne, ale także te sytuacje, gdy obliczeniowe zapasy nośności są zaniżone.**

Konsekwencją takiego sformułowania jest konieczność wskazania na istnienie stanów awaryjnych: **jawnych i potencjalnych.**

Z **jawnym stanem awaryjnym** mamy do czynienia wtedy, gdy obserwujemy w konstrukcji zarysowania, ugięcia, czy inne uszkodzenia. **Potencjalny stan awaryjny** to taki stan, którego wystąpienia możemy się dopiero spodziewać w przypadku zrealizowania obciążeń, na które konstrukcja została zaprojektowana. Oczywiście te oba stany bardzo często występują razem, gdy stosunkowo niewielkie sygnały o stanie awaryjnym jawnym wskazują na bardzo poważne zagrożenia potencjalne.

Analizując stany awaryjne, a w szczególności obliczenia prowadzone dla tych stanów, należy bardzo silnie rozróżnić:

- obliczenia prowadzone w fazie projektowania konstrukcji jeszcze nie istniejącej;
- obliczenia sprawdzające konstrukcji już istniejącej.

## 2. Obliczenia w fazie projektowania

W fazie projektowania konstrukcji prowadzimy obliczenia dla modelu konstrukcji istniejącej w naszym wyobrażeniu przyjmując, że jej wykonanie będzie zgodne z przyjęciami projektu, biorąc pod uwagę dopuszczalne odchylenia.

Dlatego też projektując nadajemy betonowi „klasę betonu”, a w ślad za tym wytrzymałości obliczeniowe, w których zawarta jest asekuracja z uwagi na niepewność uzyskania założonych parametrów wytrzymałościowych. Podobnie ma się rzecz ze stałą zbrojeniową. Jednocześnie sytuując zbrojenie uwzględniamy dopuszczalne odchyłki jego położenia. Współczynniki materiałowe zawierają także dopuszczalne odchyłki wymiarowe przekroju.

W fazie projektowania przyjmujemy też model obliczeniowy, w jakimś stopniu zgodny z naszym wyobrażeniem o przyszłym zachowaniu się konstrukcji. Czasami przyjęte modele obliczeniowe są silnie uproszczone i dość dalekie od ostatecznego kształtu konstrukcji. Mimo to, w większości przypadków, nie prowadzi to do stanów awaryjnych, pomijając sytuacje wyraźnie błędnych przyjęć. Dzieje się tak dlatego, że jeżeli model obliczeniowy, nawet dość odległy od ścisłego odwzorowania konstrukcji, zostanie konsekwentnie obliczony i w ślad za tym konstrukcja zostanie zgodnie z tym modelem konsekwentnie zbrojona, to w czasie pracy konstrukcja dostosuje się, w większości sytuacji, do zamierzonego modelu. Należy jeszcze pamiętać, że przepisy konstrukcyjne, a także doświadczenie projektanckie w czasie ustanawiania ostatecznego zbrojenia w dużej mierze skorygują niedoskonałości modelu obliczeniowego.

Oczywiście przy projektowaniu zakładamy, że dopełnione zostaną warunki ogólne dotyczące projektowania, a zakładające [1], że:

- „ustrój konstrukcyjny został dobrany, a projekt konstrukcji opracowany, przez osoby o odpowiednich kwalifikacjach i doświadczeniu,
- roboty budowlane są wykonane przez osoby o odpowiednich umiejętnościach i doświadczeniu,
- zapewniony jest odpowiedni nadzór i kontrola jakości w trakcie wykonania, tj. w biurze projektów, w wytwórniach, zakładach i na budowie,
- stosowane są materiały budowlane i wyroby, zgodne z EN 1990 lub EN 1991 do EN1999, (w naszym przypadku PN-EN – przyp. autora) z odpowiednimi normami dotyczącymi wykonania lub dokumentami odniesienia, lub zgodnie ze specyfikacjami technicznymi,
- konstrukcja będzie utrzymywana w odpowiednim stanie technicznym,
- użytkowanie konstrukcji będzie zgodne z założeniami projektu”.

### 3. Obliczenia istniejącej konstrukcji

Przystępując do obliczeń sprawdzających istniejącej konstrukcji, w dowolnym jej stanie, stoimy przed o wiele trudniejszym zadaniem, niż przy projektowaniu. W tej sytuacji nie możemy narzucić konstrukcji wymaganych parametrów geometrycznych i wytrzymałościowych, a musimy na wstępie ustalić jakie to są parametry.

Z założenia **należy odrzucić domniemanie** o poprawności:

- wykonania projektu,
- zastosowanych materiałów
- wykonania robót
- utrzymania i eksploatacji obiektu

W przypadku istniejącej konstrukcji konieczne jest sprawdzenie wszystkiego. Istniejąca dokumentacja ma w tym przypadku znaczenie jedynie pomocnicze, i bez wnikliwego badania nie można jej w żaden sposób dowierzać – nawet w przypadku zapisu kierownika budowy – *wykonano zgodnie z dokumentacją powykonawczą*. Wielokrotnie okazywało się bowiem, że rozbieżności pomiędzy dokumentacją a rzeczywistością są wielkie, czasami zasadnicze.

Sprawdzeniu podlegać musi geometria konstrukcji i jej przekrojów, układ warstw różnych materiałów, średnice i usytuowania wkładek, ich połączeń. Ogromna uwagę, szczególnie w płytach, należy przywiązywać do usytuowania zbrojenia górnego.

Oczywiście konieczna jest szczegółowa inwentaryzacja uszkodzeń (jeżeli takie występują) oraz odkształceń ustroju i jego poszczególnych elementów.

Należy ustalić wytrzymałości betonu, głównie przez pomiary bezpośrednie a w ślad za tym minimalną wytrzymałość betonu. Tą **minimalną wytrzymałość należy określać nie dla całości konstrukcji, ale dla rozpatrywanego fragmentu konstrukcji**. W pewnych przypadkach konieczne jest ustalenie wytrzymałości betonu w ściśle określonym miejscu w konstrukcji (np. przy sprawdzaniu nośności na ścinanie). Jest błędem zakładanie jednorodności parametrów wytrzymałościowych betonu dla całej dużej konstrukcji, a nawet całej kondygnacji. Często jest konieczne zbadanie składu betonu, jako pomocne dla oszacowania parametrów reologicznych betonu.

Także nie można określić parametrów stali zbrojeniowej na podstawie oglądu jej uzbrojenia. Należy koniecznie pobrać z konstrukcji próbki stali (podstawowych średnic i z różnych miejsc) i **wykonać badanie wytrzymałościowe, koniecznie kreśląc wykres  $\sigma$ - $\epsilon$  w całym przebiegu, aż do zerwania**.

Czasami konieczne jest także dokonanie badania gruntu – ich zakres dyktują potrzeby identyfikacji parametrów.

Konieczne jest ustalenie rzeczywistego sposobu użytkowania, a także historii tego użytkowania, w tym przeciążeń, które mogły mieć miejsce.

Powyższe działania są konieczne – jakkolwiek pojęciowo łatwe i oczywiste.

Największą trudnością jest określenie modelu obliczeniowego.

Sprawdzając bowiem konstrukcję istniejącą, nie możemy przyjąć jakiegoś wygodnego dla liczącego modelu obliczeniowego. **Sprawdzając istniejącą konstrukcję mamy obowiązek odtworzenia w modelu obliczeniowym rzeczywistego zachowania się konstrukcji**, z jego rzeczywistymi parametrami geometrycznymi i wytrzymałościowymi. Przykładowo; projektując konstrukcję możemy przyjąć, że słup jest zamocowany w fundamencie. Sprawdzając istniejącą konstrukcję musimy uwzględnić sprężyste zamocowanie fundamentu w gruncie.

#### 4. Bezpieczeństwo

**Projektując konstrukcję** stosujemy dwa rodzaje zabezpieczeń. Z jednej strony przez współczynniki materiałowe  $\gamma_m$  zabezpieczamy się przed grubymi potencjalnymi błędami zaniżenia oczekiwanych wartości parametrów materiałowych i błędami geometrii. Z drugiej strony przez współczynniki obciążenia  $\gamma_s$  zabezpieczamy się przed nadmiernym ponadnormatywnym potencjalnym zwiększeniem obciążeń, a po części także przed błędami modelu obliczeniowego. Obie grupy współczynników odnoszą się do zjawisk, które mogą ewentualnie mieć miejsce i stanowią asekurację przed nimi. Wartości współczynników materiałowych i obciążenia precyzują, dla celów projektowych, aktualne normy.

**Sprawdzając konstrukcję istniejącą**, o ile przeprowadziliśmy stosowne badania, wiemy z jakimi parametrami materiałowymi mamy, w tym konkretnym przypadku, do czynienia. Tak więc margines wadliwego oszacowania cech wytrzymałościowych i geometrii jest tu stosunkowo niewielki. W takim razie sprawdzając konstrukcję możemy obniżyć współczynniki materiałowe, nie degradując przyjętego poziomu bezpieczeństwa. Analogicznie ma się sprawa z współczynnikami obciążenia. Są nam znane grubości poszczególnych elementów i warstw, tak, że obciążenia stałe możemy oszacować ze znaczną dokładnością. Stąd też współczynniki obciążenia dla obciążeń stałych można znacznie zmniejszyć. Jest nam znany (w większości przypadków) sposób eksploatacji, co także pozwala realnie oszacować rzeczywiste obciążenia i niebezpieczeństwa obciążeń maksymalnych. W konsekwencji także dopuścić można pewne zmniejszenie współczynników obciążenia dla obciążeń zmiennych.

Pozostaje jeszcze, przy sprawdzaniu obliczeniowym istniejącej konstrukcji, **niepewność co do zastosowanego modelu obliczeniowego**. Zapewnienie zgodności zastosowanego modelu obliczeniowego z rzeczywistą analizowaną konstrukcją **leży wyłącznie w gestii obliczającego** i wmyka się jakimkolwiek ustaleniom generalizującym.

**Nie ma możliwości oszacowania ryzyka niewłaściwej oceny bezpieczeństwa konstrukcji z tytułu błędnie przyjętego modelu obliczeniowego.**

Widzimy, że właśnie model obliczeniowy niesie ze sobą największe ryzyko popełnienia błędu, stąd też dalszą część referatu poświęcimy właśnie modelom obliczeniowym konstrukcji istniejących.

## 5. Metodologia

Wstępnym krokiem jest postawienie pytań, na które obliczenia mają odpowiedzieć. Przykładowo mogą to być pytania:

- Czy konstrukcja, niezależnie od obserwowanych uszkodzeń (np. silnych zarysowań, nadmiernych ugięć), może być dalej bezpiecznie użytkowana?.
- Czy mimo braku zewnętrznych uszkodzeń konstrukcja jest bezpieczna? – czy nie ma zagrożenia utraty nośności poszczególnych jej elementów, względnie całego ustroju?;
- Czy konstrukcja, niezależnie od spełnienia warunku bezpieczeństwa, zapewni także w przyszłości spełnienie stanów użytkowania?

Postaramy się niżej pokazać sposoby odpowiedzi na te pytania. Nie będziemy tutaj omawiać innej ważnej grupy pytań dotyczących zachowania się ustroju, gdy jeden, lub kilka jego elementów ulegnie zniszczeniu. A więc sytuacji po awaryjnej, względnie po lokalnej katastrofie. Analiza tych sytuacji wymaga bowiem, zupełnie odmiennych sposobów postępowania niż dalej omawiane.

Na wstępie rozważań o modelach obliczeniowych należy zwrócić uwagę na metodologię postępowania przy analizie statycznej konstrukcji istniejących. Zakładamy, że znane są: cechy geometryczne konstrukcji; cechy wytrzymałościowe i odkształceniowe materiałów; rozmieszczenie zbrojenia; a także przewidywane obciążenia.

Przy tych założeniach pierwszym krokiem jest przeprowadzenie obliczeń jak dla ustroju wykonanego z materiału liniowo sprężystego, korzystając z odpowiedniego dopuszczenia zarówno [2], jak i [1]. Jest to obliczenie pokrewne do obliczenia prowadzonego w czasie projektowania tyle tylko, że cechy wytrzymałościowe i odkształceniowe materiałów określone są dla sytuacji istniejącej, a nie dla przewidywanej.

Tak przeprowadzone obliczenia są konieczne, bo będą stanowiły punkt odniesienia, chyba, że okaże się, że istniejące zbrojenie pokrywa tak wyliczone – co praktycznie zamyka postępowanie.

Obliczenia te należy prowadzić zarówno dla stanu obciążeń obliczeniowych, jak i dla obciążeń charakterystycznych. Konsekwencją będzie zwymiarowanie zbrojenia o stwierdzonych w konstrukcji cechach, ale co najważniejsze **dla stwierdzonego w istniejącej konstrukcji jego położenia**. Dalszym etapem jest obliczenie rozwartości rys, ewentualnie wyliczenie dodatkowego zbrojenia koniecznego z uwagi na ograniczenie szerokości rys, a na koniec wyliczenie ugięcia.

## 6. Odwzorowanie

Potrzeba podkreślić **konieczność starannego odwzorowania konstrukcji istniejącej i warunków jej pracy w modelu obliczeniowym. Tutaj nie można stosować uproszczeń, czy ułatwień, апробowanych w zwykłych obliczeniach dla celów projektowania. Chodzi bowiem o to, by ujawnić wszystkie rezerwy tkwiące w konstrukcji.**

Tak więc z zasady wystąpi tu konieczność stosowania obliczeniowych modeli przestrzennych (3D), w pewnych zagadnieniach z możliwością do redukcji do modeli płaskich (2D).

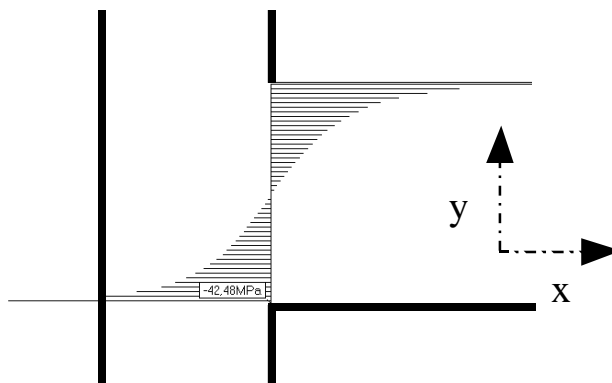
W modelach, zarówno przestrzennych (3D) jak i płaskich (2D), szalenie istotne jest założenie warunków podporowych maksymalnie odwzorowujących sytuację w konstrukcji rzeczywistej.

Warto tu wspomnieć, że przyjmowane często przy projektowaniu podparcie słupów sztywne lub przegubowe zwykle nie ma uzasadnienia w rzeczywistych wymiarach fundamentów. Przykładowo słup zamocowany w fundamencie będzie można (dopuszczając 5% odchyłkę) traktować [3] jako:

- w pełni zamocowany przy stopie fundamentowej o rzucie ok. 6×6 m;
- przegubowy, przy stopie fundamentowej o rzucie 1,5×1,5 m.

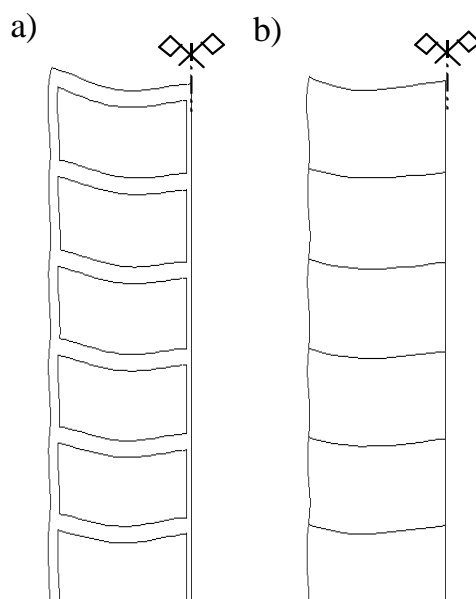
Pamiętać trzeba, że w rzeczywistości nie występuje nigdy pełne zamocowanie belki na podporze – zawsze mamy do czynienia z pewną podatnością węzła podporowego. Nawet mocując belkę w ogromnym bloku betonowym należy liczyć się z kilkuprocentową (5÷6%) mniejszą wartością momentów podporowych, niż to wynika z wytrzymałościowego obliczenia belki zamocowanej na obu podporach [3]. Konsekwencją tego jest też większe ugięcie rzeczywistej belki sprężystej, niż to wynika z obliczeń wytrzymałościowych. Znacznie większe jest też ugięcie rzeczywistego sprężystego wspornika, niż to wynika z klasycznych obliczeń.

Zgodność modelu obliczeniowego z modelowaną konstrukcją dotyczy nie tylko warunków podporowych, ale w dużej mierze także wszystkich połączeń, w tym połączeń prętów. Musimy mieć zawsze świadomość, że zarówno w połączeniu jak i w bliskości połączenia, naprężenia w pręcie sprężystym tracą swój liniowy charakter (obszar *B*) i przybierają postać krzywoliniową (obszar *D*) – rys. 1, Stąd modelowanie czysto prętowe musi być, z tego tytułu, obciążone niedokładnościami.



Rys.1. Rozkład naprężeń normalnych  $\sigma_x$  w belce w przekroju przy krawędzi słupa

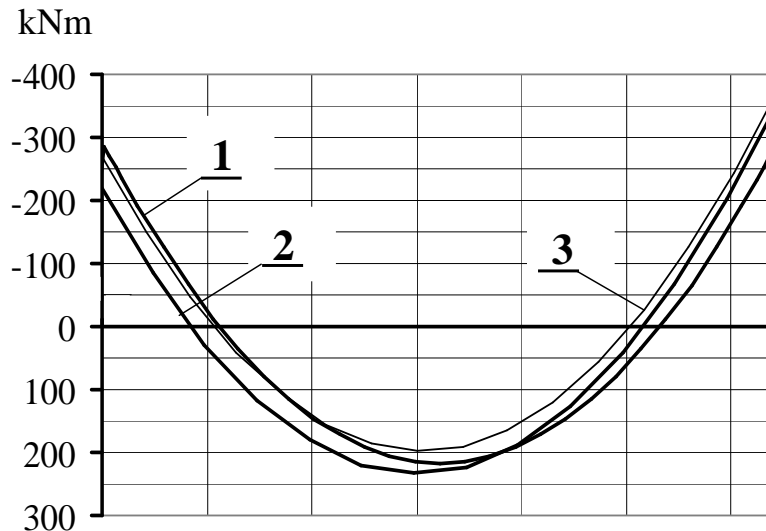
Rozpatrzmy to zagadnienie na przykładzie kilkukondygnacyjnej ramy obciążonej na wszystkich ryglach



Rys. 2. Porównawcze modele ram a) model tarczowy, b) model prętowy

Jako punkt odniesienia potraktujemy 6-cio kondygnacyjną ramę dwuprzęsłową modelowaną jako tarcza (rys. 2a) (rygłe  $0,3 \times 0,64\text{m}$ , słupy  $0,3 \times 0,48\text{m}$ ). Jednocześnie ukształtowano dokładnie dla tych samych warunków geometryczno odkształceniowych model prętowy (rys. 2b).

Różnice wartości momentów, jakie otrzymano dla tych dwóch modeli przedstawiono (przykładowo dla trzeciego rygla od dołu) na rysunku 3.



Rys.3. Wykresy momentów zginających  $M$  na długości rygla w świetle słupów – trzeci rygiel od dołu wg. rys. 2. (opis w tekście)

Na rysunku tym pokazano, istotny dla wymiarowania, przebieg momentów w ryglu w świetle pomiędzy słupami. Wartości uzyskane z modelu tarczowego przedstawia krzywa 1, a wartości z modelu prętowego krzywa 2. Istotna jest różnica wartości momentów na krawędzi słupa. Zastosowanie modelu prętowego spowodowało zniżenie momentu podporowego przy skrajnym słupie w stosunku do uzyskanego z modelu tarczowego o 22% – co jest wartością znaczną.

Stosując model prętowy można zbliżyć wyniki obliczeń do modelu tarczowego przez wprowadzenie sztywnych odcinków prętów w obrębie węzła. Przy takim założeniu uzyskano w analizowanej ramie przebieg momentów pokazany krzywą 3 na rys.3. W tym przypadku zniżenie momentu krawędziowego przy słupie skrajnym zmniejszyło się do 4%, ale powiększył się niedomiar momentów przęsłowych. Nieco bardziej wyważone wartości pośrednie można uzyskać stosując w ramie prętowej odcinki zeszywnione nieco krótsze, niż to wynika z obszaru przenikania, np. stosując propozycję Borowca [4].

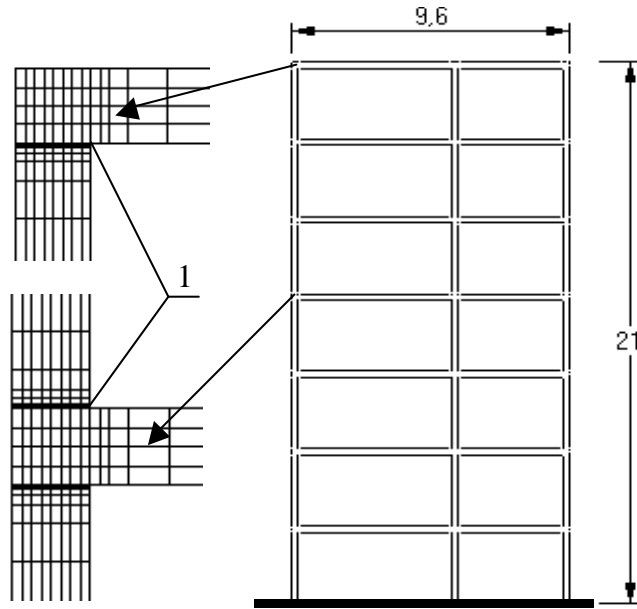
Sumaryczne przemieszczenia będą także w sposób istotny zależne od stosowanego modelu obliczeniowego ramy. Przyjmując jako punkt odniesienia przemieszczenia górnej krawędzi rozważanego rygla, otrzymano – stosując model czysto prętowy – nieoszacowanie przemieszczeń o 18%. Wprowadzając w ramie zeszywnienie prętów w obszarze połączenia – nieoszacowanie przemieszczeń wyniosło 35%, zaś określając długość odcinków sztywnych wg sposobu Borowca [4] – nieoszacowanie przemieszczeń zmalało do 24%. Zwiększenie niedoszacowania przemieszczeń w tych ostatnich przypadkach wynika z faktu, że wprowadzenie zeszywnienia słupów ograniczyło strefę ich odkształceń pionowych.

Przedstawiony przykład ma charakter incydentalny. Wskazuje jednakże na bardzo istotny wpływ przyjętego modelu obliczeniowego na oszacowanie ewentualnych zapasów nośności.

W sytuacji, gdy analizowana jest konstrukcja o ścianach murowanych, względnie o prefabrykowanych ścianach betonowych, stopień zamocowania stropów w takich ścianach zależec będzie od nacisku, jaki ściany te będą wywierały na wieńce. W tej sytuacji wykonać można obliczenia ustroju poprzecznego traktowanego jako rama, jednak z dodatkowym założeniem,

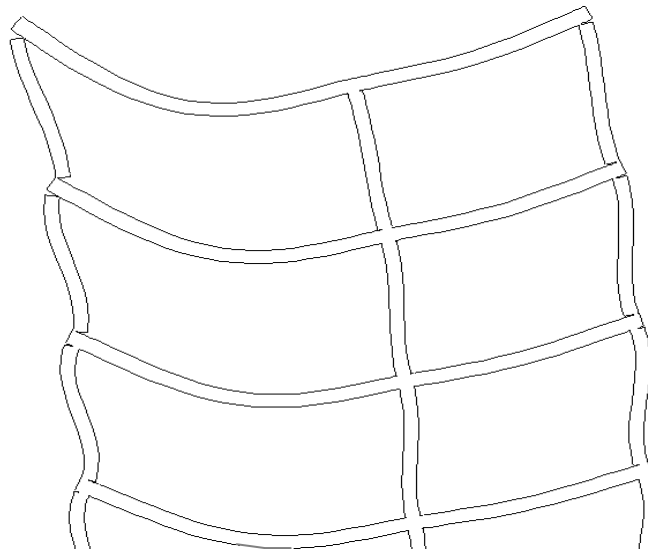
że spoiny poziome mają ograniczoną nośność na rozzerwanie, albo w ogóle nie są w stanie przenosić naprężeń rozciągających (przykładowo w programie ABC-Tracza 6xx – autor K.Grajek, będzie to opcja „elementy pękające”).

Tego rodzaju ustrój przedstawiono na rysunku 4, w którym przyjęto ściany ceglane ( $h = 0,24\text{m}$ ,  $E = 3000\text{MPa}$ ,  $\nu = 0,25$ ,  $\gamma = 18\text{T/m}^3$ ), a stropy ciągłe betonowe o grubości  $0,25\text{m}$  z betonu C25/20.



Rys 4. Analizowany model obliczeniowy. 1 – elementy skończone wyłączające się ze współpracy z chwilą powstania w nich naprężeń rozciągających (w tym przypadku  $\sigma_y$ )

W wyniku obliczeń otrzymano, w szczególności na górnych kondygnacjach, odspojenie stropów od murów, co w skażonej skali przedstawiono na rysunku 5.



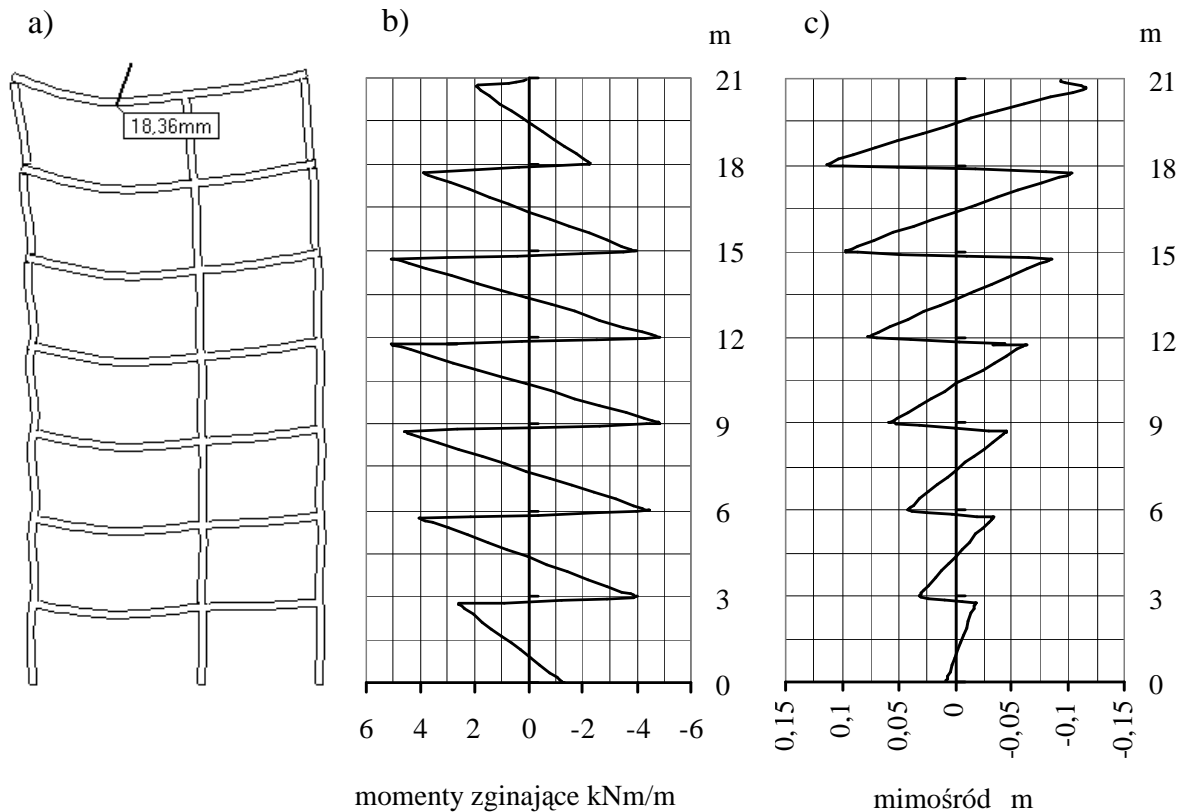
Rys. 5. Obraz odkształcenia modelu konstrukcji przedstawionej na poprzednim rysunku (rys. 3)

Jednocześnie można otrzymać w słupach i ryglach wykresy sił wewnętrznych jak w belkach przez odpowiednie całkowanie naprężeń. Przykładowe wykresy momentów przedstawiono na rys. 6b. Znając wartości momentów i sił osiowych w słupach, określa się wartości



mimośrodków (rys. 6c). Na tym ostatnim rysunku (rys. 6c) widoczne jest zanikanie mimośrodów na dolnych kondygnacjach. Jest istotne, że stosując analogiczne modele możemy uwzględnić szereg czynników wpływających na zachowanie się konstrukcji.

Mimo, że przeprowadzenie obliczeń dla modelu, jak powyżej, przybliży model obliczeniowy w jakiś sposób do sytuacji rzeczywistej, to uzyskujemy jedynie lepsze oszacowanie sił. Dalej model obliczeniowy jest odległy od rzeczywistości, choćby z uwagi na płaskie potraktowanie ustroju. Były prowadzone [5] pomiary wartości mimośrodków w ścianach budynku wielopłytowego w konfrontacji z mimośrodkami geometrycznymi na ich krawędzi. Nie udało się uzyskać żadnej korelacji tych wartości. Warto to spostrzeżenie mieć na uwadze i nie ufać nadmiernie wynikom obliczeń.



Rys. 6. Ustrój ścianowo-stropowy obciążony ciężarem własnym i obciążeniem rozłożonym na wszystkich stropach ( $5\text{kN/m}^2$ ) a) odkształcenie, b) momenty zginające wzdłuż lewej skrajnej ściany, c) mimośrodky wzdłuż lewej skrajnej ściany

Dokonując sprawdzenia w stanie granicznym nośności, należy zawsze wcześniej sprawdzić możliwość realizacji momentu podporowego wynikającego ze znajdującego się w tej strefie zbrojenia. Ma to miejsce wtedy, gdy strefa podporowa (belki, płyty) jest zbrojona silniej, niż to wynika z obliczeń statycznych.

Rozważając stan graniczny węzła ramy, należy zawsze mieć na uwadze możliwość dodatkowego zmniejszenia sztywności elementów podpierających (słupów) z tytułu ich zarysowania. Należy koniecznie sprawdzić, czy sztywność elementów mocujących (słupów) jest wystarczająca (pod danym obciążeniem) dla przejścia przypadających na nie obciążeń. Wynika to zresztą z [1], gdzie mówi się: „słupy należy sprawdzać na maksymalne momenty plastyczne, które mogą być przekazane przez łączące się z nimi elementy”

Omawiana sytuacja powstaje wtedy, gdy podczas projektowania wprowadzono w strefę podporową większe zbrojenie, niż to wynika z obliczeń prowadzonych przy założeniu liniowej sprężystości materiału. Oczywiście można wprowadzić większe zbrojenie, ale wtedy nale-

ży uznać obliczając słup, że w węźle tym działa nie moment wyliczony z obliczeń statycznych  $M_{Sd}$ , a moment wyliczony na podstawie przyjętego zbrojenia  $M_{Rd}$ . Elementy mocujące rygiel, czyli np. słupy, muszą być tak zbrojone, aby były w stanie przenieść obciążenia momentem  $M_{Rd}$ . Zagadnienie jest szalenie istotne dla słupów skrajnych. Poruszona sprawa wydaje się trywialna i oczywista. Niestety, zdarzają się sytuacje zaniechania analizy w tym względzie.

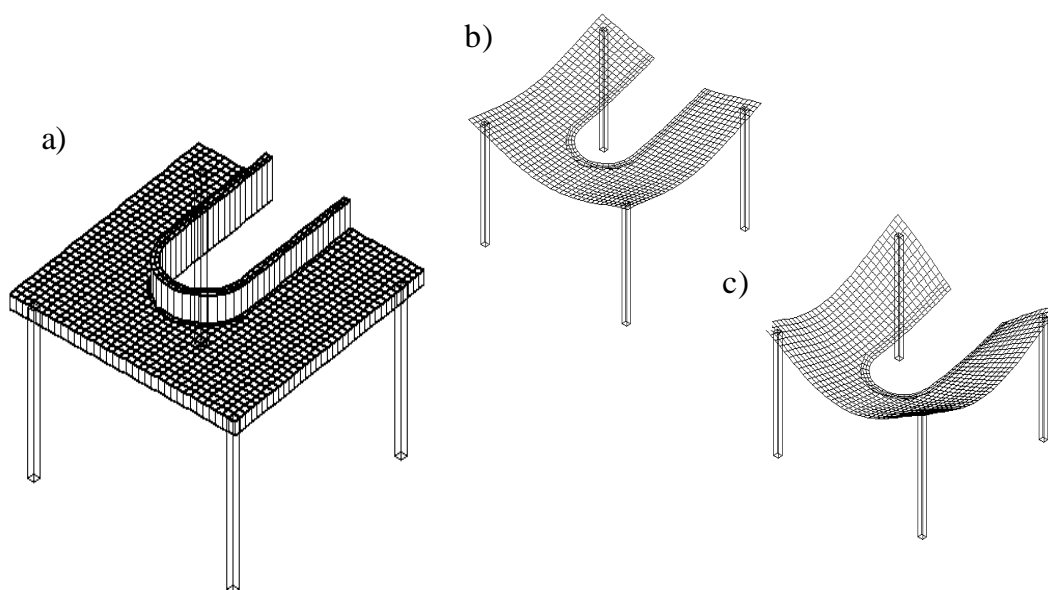
## 7. Sztywność skręcania

W szczególności w obliczeniach komputerowych istnieje możliwość popełnienia istotnego błędu, przez przecenienie sztywności skrętnej belek. W klasycznych obliczeniach projektowych korzystamy z przyzwolenia [1][2] prowadzenia obliczeń, przy założeniu liniowej sprężystości materiału z pominięciem zarysowania i wpływów reologicznych. Wiąże się to z wieloletnią obserwacją, że jeżeli zbrojenie jest dobrane zgodnie z tak wyliczonym zapotrzebowaniem, to konstrukcja w całym okresie eksploatacji zachowuje się poprawnie, adaptując się do obciążeń.

W przypadku elementów zginanych, przy tak dobranym zbrojeniu (zbrojenie zgodne [6]), występująca pod obciążeniami degradacja sztywności elementów zginanych jest, w pewnym przybliżeniu, proporcjonalna i nie następuje redystrybucja momentów. W przypadku, gdy degradacja sztywności nie jest proporcjonalna (rygle i silnie ściskane słupy), następuje redystrybucja momentów, ale w proporcji do założonego zbrojenia.

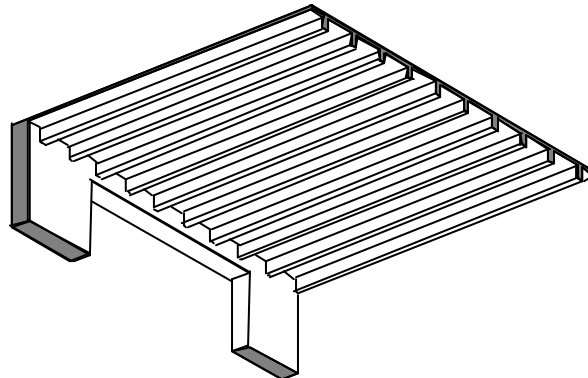
Problemem są elementy skręcane, w których degradacja sztywności skrętnej jest wielokrotnie silniejsza, niż degradacja sztywności giętej. Zostało to zauważone w [1], gdzie wymaga się aby: „Jeżeli równowaga statyczna konstrukcji zależy od nośności jej elementów na skręcanie, to należy przeprowadzić pełne obliczenie na skręcanie, obejmujące zarówno stan graniczny nośności, jak i użyteczności. Niestety nie podano w [1] znormalizowanej metody określania sztywności skrętnej. Istnieją w tym względzie jedynie metody autorskie (więcej w [7]) i to zwykle nie obejmujące wpływów reologicznych.

Biorąc powyższe pod uwagę, przyjęcie w obliczeniach w stanach użytkowych sztywności skrętnej jak dla ciała liniowo sprężystego jest ryzykowne i prowadzić może do nieprawdopodobnych wyników. Przykład takiej sytuacji na konkretnym przykładzie pokazano niżej (rys. 7).



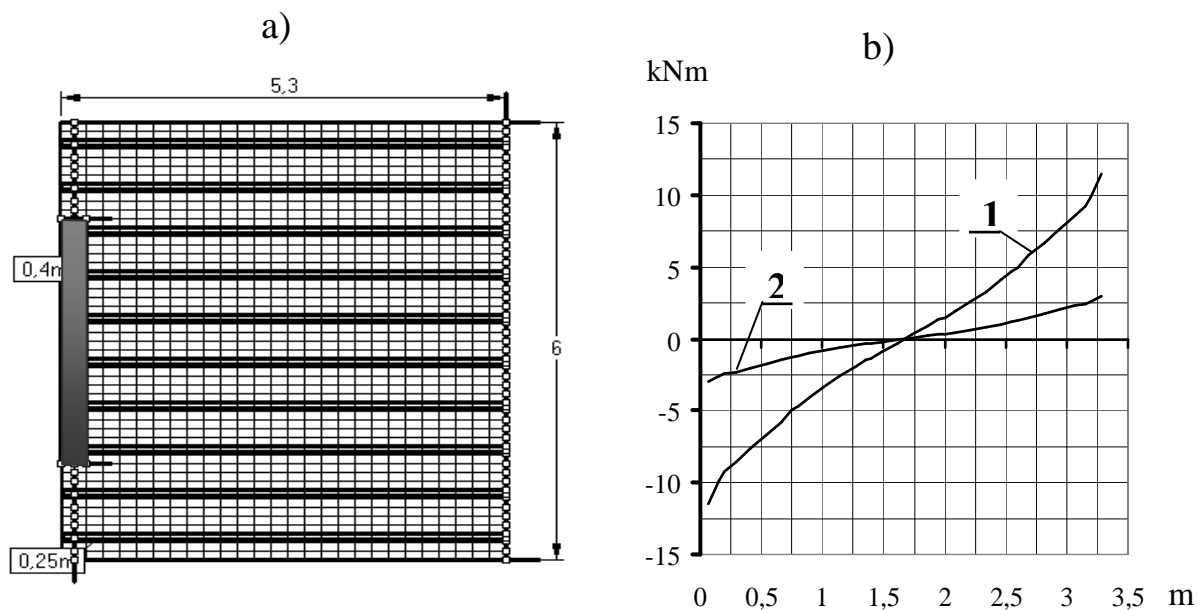
Rys. 7. Wpływ degradacji sztywności skrętnej na odkształcenia ustroju a) model, b) ugięcie modelu liniowo sprężystego, c) ugięcia modelu, w którym sztywność skrętną belki zredukowano dziesięciokrotnie

Nieproporcjonalna do degradacji sztywności giętej degradacja sztywności skrętej, w wielu przypadkach odgrywa w konstrukcjach żelbetowych pozytywną rolę. Przykładem niech będzie nadproże, z którym połączone są wspierające się na nim belki stropu gęstożebrowego (rys. 8).



Rys. 8. Analizowane nadproże obciążone wspierającym się na nim stropem gęstożebrowym

Przyjmując sztywność skrętną nadproża jak dla materiału liniowo sprężystego, uzyskuje się w takim nadprożu wartości momentów skręcających wymagające bardzo intensywnego zbrojenia z tego tytułu. (rys. 9b – wykres 1). A przecież praktyka – i to wieloletnia – uczy, że w nadprożach takich nie stosuje się specjalnego zbrojenia na skręcanie i to bez widocznych złych rezultatów. Sprawę tłumaczy częściowy możliwy obrót na podporach, ale głównie degradacja sztywności na skręcanie wywołana powstaniem mikrorys, nie mówiąc o wpływach reologicznych. Przyjęto dla ilustracji pięciokrotne zmniejszenie sztywności na skręcanie nadproża w stosunku do sztywności wyjściowej, określonej dla ciała w pełni sprężystego. W rezultacie otrzymano (rys.9b wykres 2) zmniejszenie momentu skręcającego w rozważanych warunkach do 26% wartości wyjściowej. Jednocześnie, czego można było oczekiwać, wzrosły momenty w żebrach i ugięcia, ale jedynie o 11%.



Rys. 9. Momenty skręcające w nadprożu a) model obliczeniowy (nadproże  $03 \times 0,4\text{m}$ , żebra stropu  $0,1 \times 0,25\text{m}$ , płytka międzyżebrowa  $0,06\text{m}$ , C20/25), b) momenty skręcające nadproże  $T$  [kNm] wzdłuż: 1 – nadproża z materiału liniowo sprężystego, 2 – nadproża z materiału liniowo sprężystego, w którym sztywność skrętną zmniejszono pięciokrotnie

Uwzględnienie degradacji sztywności skrętniej elementów betonowych w trakcie obliczeń modelowych jest łatwe (np. w ABC-Płyta 6.xx. opcja „filigran”). Cały problem sprowadza się do pytania – jak dużą degradację sztywności skrętniej należy wprowadzić?????. Jak wspomniano wyżej, dysponujemy jedynie autorskimi metodami szacowania tej sztywności i to w zasadzie w obszarze obciążeń doraźnych. Brak jest odpowiednio szerokich badań sztywności skrętniej w przypadku obciążeń długotrwałych.

## 8. Płyty stropowe

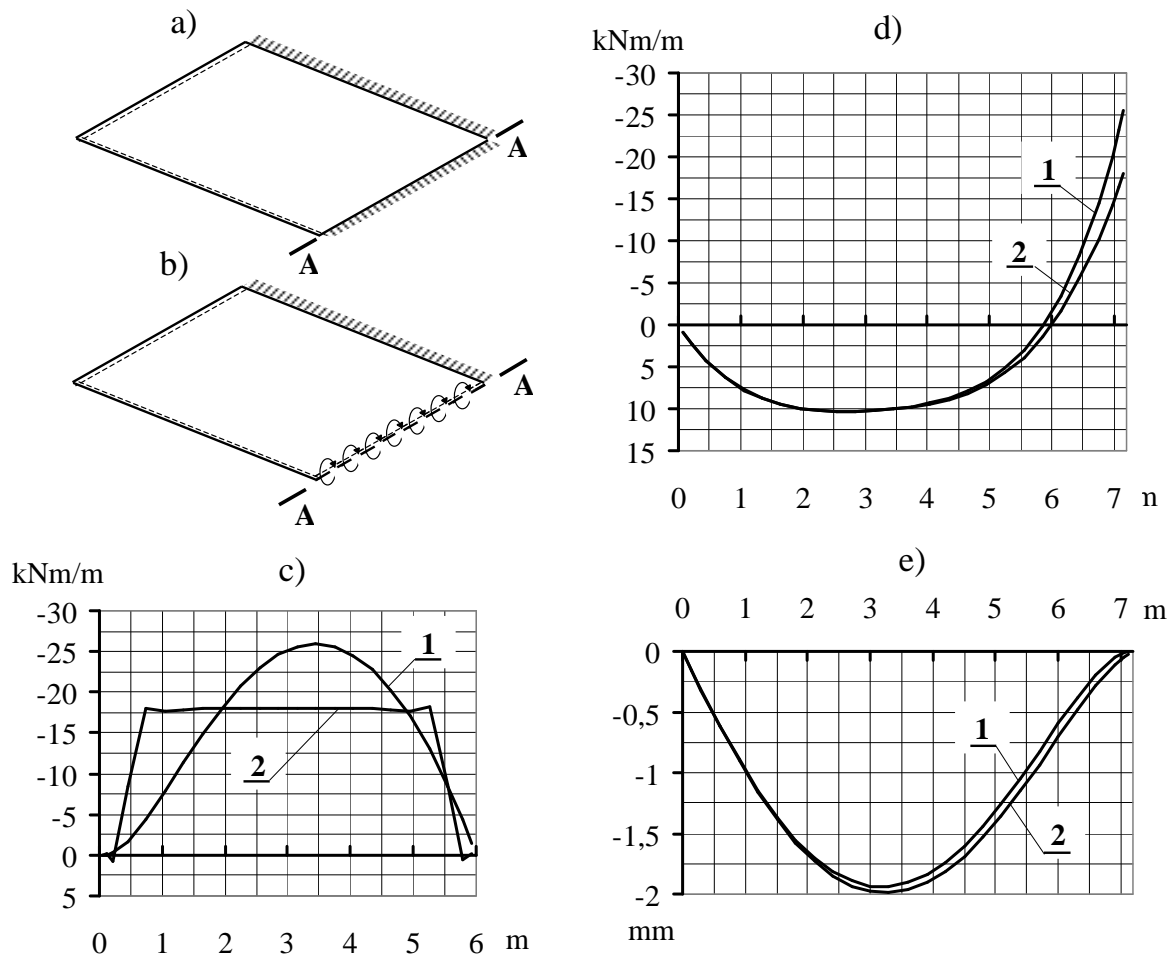
Omówiony wyżej pierwszy etap postępowania jest stosunkowo prosty. Mając wyliczone w powyższy sposób konieczne zbrojenie możemy wykazać, gdzie w analizowanej konstrukcji występują braki zbrojenia, a gdzie nadwyżki w stosunku do wyliczonych dla modelu odniesienia. Dalsze postępowanie będzie miało już charakter postępowania sekwencyjnego uwarunkowanego od tego, czemu ma służyć.

Jeżeli okaże się, że zbrojenie wyliczone, z zastosowaniem modelu liniowo sprężystego jest lokalnie większe niż zbrojenie istniejące, to należy wtedy rozważyć, czy to istniejące zbrojenie jest w stanie zapewnić bezpieczeństwo konstrukcji.

Przypomnijmy, że przy projektowaniu zginanych konstrukcji prostych w ustrojach nieprzesuwnych (płyty, belki), normy [1] i [2] dopuszczają częściową redystrybucję momentów zginających. Przy projektowaniu płyt wymaga się, aby różnica momentów przed i po redystrybucji nie była większa niż  $\pm 30\%$  [2]. Jeżeli więc, w stosunku do wyliczonego rutynowo zbrojenia, mamy lokalnie w jednym miejscu mniej, a w drugim miejscu więcej zbrojenia, to może się okazać, że to zbrojenie jest wystarczające.

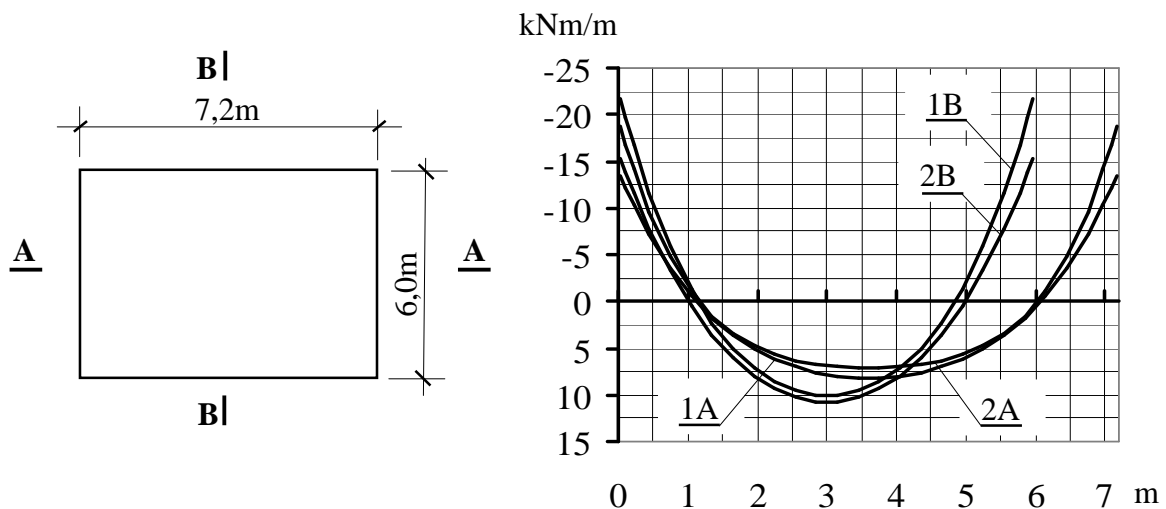
Sprawdzenie tego faktu w elementach liniowych jest, co do sposobu, oczywiste. Pokażemy dalej metodologię takiego sprawdzenia w płytach krzyżowo-zbrojonych. Trzeba jednak wziąć tu pod uwagę, że sprawdzenie możliwe jest każdorazowo tylko dla określonej konfiguracji obciążeń zmiennych. W praktyce należy maksymalnie dociążyć analizowane pole. Pierwszym przykładem jest jednopółowa płyta zamocowana na dwóch krawędziach obciążona równomiernie (rys. 10)

Odczytany dla tej płyty wykres momentów podporowych w przekroju A-A (rys. 10a) pokazano na rys. 10c (wykres 1). Jeżeli okazałoby się, że w przekroju tym występujące faktycznie zbrojenie nie jest w stanie przenieść tego momentu, to dalsze postępowanie powinno być następujące. Zastępujemy uprzedni schemat modelu płyty nowym modelem (rys. 10b). W schemacie tym wzdłuż przekroju podporowego A-A zamiast utwierdzenia wprowadzono podparcie swobodne, jednocześnie obciążając krawędź momentem przenoszonym w tym miejscu przez zbrojenie. W wyniku rozwiązania płyty uzyskaliśmy zarówno momenty zginające pokazane w charakterystycznych przekrojach (rys. 10c i d), jak i ugięcia (rys. 10e) – wykresy 2. Z przedstawionych wyników obliczeń można wyciągnąć wniosek, że 30% zniżenie nośności zbrojenia na jednej podporze nie spowodowało istotnych zmian zapotrzebowania na zbrojenie w przęśle. Oczywiście w tym przypadku zniżenie nośności dotyczyło jedynie jednej krawędzi.



Rys. 10. Płyta prostokątna (6,0×7,2m) obciążona równomiernie (10kN/m<sup>2</sup>) – opis w tekście. 1– płyta zamocowana na dwóch krawędziach, 2 – płyta zamocowana na jednej krawędzi i jedna krawędź obciążona momentem 18kNm/m

Ale także jeżeli 30% niedozbrojenie na krawędzi dotyczyć będzie wszystkich czterech krawędzi płyty krzyżowo zbrojonej, to także – jak to przedstawiono na rys. 11 – zwiększenie zapotrzebowania na zbrojenie w innych obszarach płyty nie jest specjalnie duże.



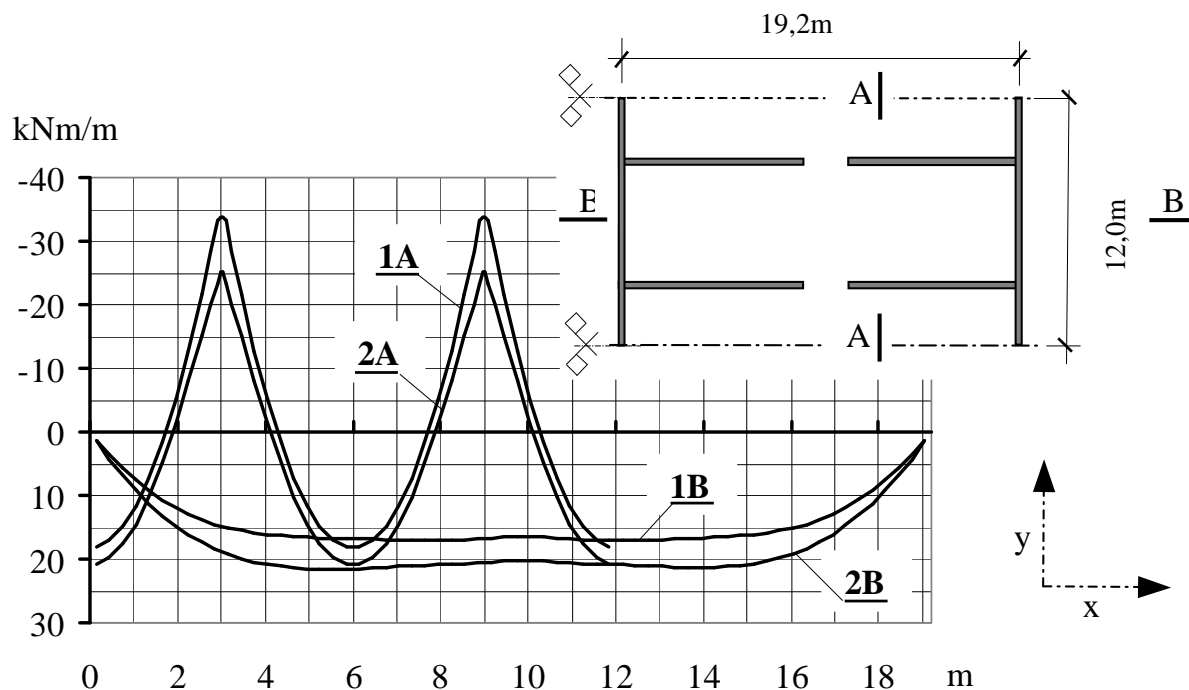
Rys. 11. Płyta prostokątna oparta na obwodzie. Momenty zginające w przekrojach środkowych A-A i B-B w przypadku: 1 – pełnego zamocowania wzdłuż obwodu, 2 – swobodnego podparcia przy założeniu momentów krawędziowych o wartości 0,7 maksymalnego momentu od zamocowania dla danej krawędzi

Jak widać z powyższego zaniżenie nośności stref podporowych płyt krzyżowo zbrojonych do 30% w stosunku do zapotrzebowania wynikłego z analizy sprężystej nie zawsze musi wymagać interwencji, w każdym razie jeżeli chodzi o stan graniczny nośności (SGN). Widzimy, że mimo lokalnego ograniczonego (wzdłuż krawędzi) zaniżenia nośności zbrojenia, możemy pozostałe zbrojenie określić jak dla płyty liniowo-sprężystej. Problemem wymagającym w tym przypadku szczególnej rozważa nie jest stan graniczny nośności (SGN), a stany graniczne użytkowania.

W tym przypadku ujawnia się dodatkowy sens ograniczenia redystrybucji momentów do 30% wartości uzyskanych dla warunków sprężystych. Normalnie przy obliczeniach, w szczególności wspomaganym komputerowo, zbrojenie jest określane nie dla jakiegoś jednego schematu, a dla obwiedni z szeregu schematów. Jeżeli nastąpi zaniżenie nośności przekrojów podporowych o zalimitowaną w normie [1] wartość 30%, to można spokojnie założyć, że pod obciążeniami charakterystycznymi, a tym bardziej ich częścią długotrwałą, zbrojenie będzie znajdować się w strefie odkształceń sprężystych. Tak więc można przeprowadzić analizę tych stanów w sposób zwykły (oczywiście uwzględniając zaniżony nad podporami przekrój zbrojenia).

Analiza pojedynczej płyty krzyżowo-zbrojonej ma jedynie znaczenie poglądowe. Zwykle mamy bowiem do czynienia z zespołami różnych płyt. Taką dość typową sytuację dla stropu przedstawiono na rys.12 (miniatura).

Bardzo często spotykamy się z niedostateczną nośnością zbrojenia na podporach wewnętrznych. Jest to spowodowane głównie przez wgniecenie zbrojenia górnego w trakcie betonowania. Jeżeli zaniżenie nośności względem zapotrzebowania obliczonego z zastosowaniem modelu sprężystym mieści się w granicach do 30%, to można stosować przedstawione dalej postępowanie. Postępowanie to, jakkolwiek nieco żmudne, z jednej strony pozwala nie tylko ograniczyć wymaganą nośność strefy podporowej do wartości rzeczywistej, ale także ująć stany graniczne użytkowania (SGU).

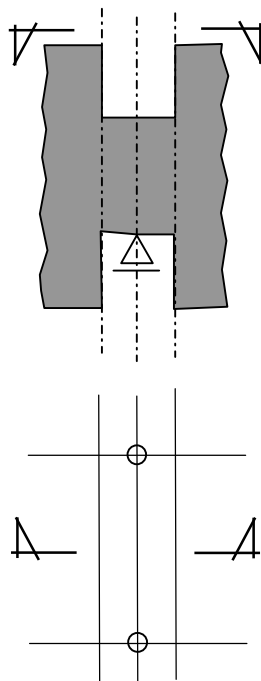


Rys. 12. Model stropu płytowego o grubości 016m podpartego liniowo. Wykresy momentów  $m_y$  w przekroju przyśrodkowym poprzecznym (przekrój A-A na miniaturze) oraz w przekroju podłużnym (przekrój B-B) Oznaczone: 1 – wyniki rozwiązania dla stałej grubości płyty, 2 – wyniki rozwiązania przy zmniejszeniu grubości wąskich elementów nadpodporowych (do 0,055 m)

Jeżeli zachodzi potrzeba obniżenia wartości momentów podporowych poniżej wartości uzyskiwanych przy liniowo sprężystym modelu stropu, należy nad liniami podpór uformować przeguby sprężyste. W tym celu można wzdłuż podpór liniowych uformować pary elementów skończonych niewielkiej szerokości (każdy 2–3 cm szerokości) (rys. 13). Jeżeli teraz będziemy kolejno zmniejszać grubość tych wąskich elementów, to zmniejszeniu będą podlegały momenty podporowe, aż do uzyskania pożądanych wartości. To zmniejszanie grubości wąskich elementów podporowych może być wykonywane ręcznie, lub automatycznie (jeżeli program posiada odpowiednią ścieżkę postępowania).

Przykład takiego postępowania zilustrowano na przykładzie stropu przedstawionego na rys. 12 (miniatura). Dla 30% obniżenia momentów podporowych zastosowano zmianę grubości elementów nad podporami z  $h = 0.16\text{m}$  na  $h^* = 0,055\text{m}$  (szerokość każdego z wąskich elementów wynosiła 0,02 m). Na rys. 12 przedstawiono rezultaty tak wywołanej redystrybucji momentów zginających  $m_y$  w przekroju poprzecznym A-A i podłużnym B-B. Widzimy, że w tym przypadku obniżenie wartości momentów podporowych odbiło się odpowiednim zwiększeniem momentów przęsłowych. W przeciwieństwie do poprzedniego przykładu (rys. 11), gdzie płyta pracowała krzyżowo, tutaj mamy do czynienia z praktycznie jednokierunkową pracą stropu, a więc zwiększenie momentów przęsłowych będzie równe średniemu obniżeniu wartości momentów podporowych. Zastosowany sposób pozwala, po dobraniu grubości wąskich elementów podporowych, dalsze postępowanie prowadzić w sposób rutynowy określając zarówno zapotrzebowanie zbrojenia w pozostałych miejscach stropu, jak i obliczając rozwarłość rys i ugięcia pod wpływami długotrwałymi.

Jest ważne, że przedstawiony sposób postępowania stosować można do różnego rodzaju stropów, w tym – co jest istotne – do stropów płytowo – słupowych. Jednakże zastosowanie tego postępowania w przypadku stropów płytowo – słupowych jest trudniejsze. Wynika to z faktu dużej zmienności wartości momentów podporowych.



Rys. 13. Sposób modelowania strefy podpór wewnętrznych pozwalający ograniczyć wartości momentów podporowych

Przy projektowaniu ustrojów płytowo – słupowych, jeżeli nie chcemy doprowadzić do silnego przewymiarowania strefy podporowej, powinniśmy uśredniać wartości momentów

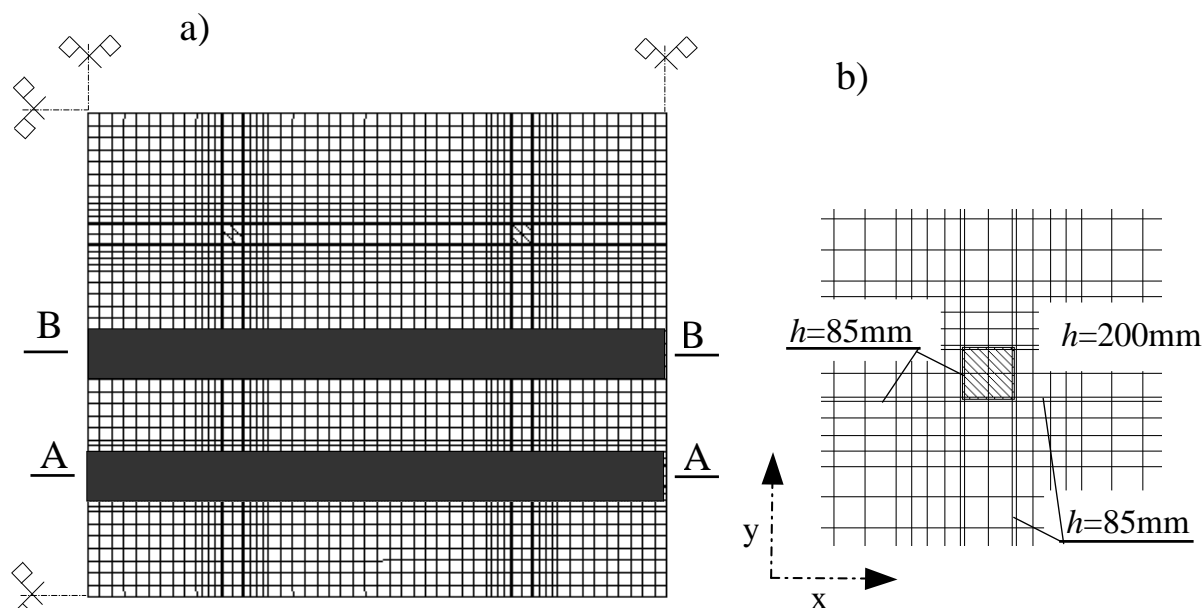
w przekroju przysłupowym. Zaniedbanie tego faktu prowadzi do nadwyżki zbrojenia nad potrzebnym o co najmniej kilkadziesiąt procent. Często się zdarza, że zbrojenie jest dobierane w przekroju podporowym dla wartości maksymalnej. W takim przypadku istnieje ogromna rezerwa nośności w tym przekroju i może się okazać, że nawet wtłoczenie, podczas wykonania stropu, zbrojenia podporowego o kilka cm w dół, tej rezerwy nie wyczerpuje.

Dla przykładu przyjęto, dla centralnego pola stropu płytowo – słupowego jak na rys 14, że pierwotnie w projekcie zbrojenie zostało dobrane i umieszczone zgodnie z zapotrzebowaniem dla rozwiązania sprężystego. W tej sytuacji przebieg momentów w przekroju przysłupowym pokazano na rys.15 – wykres 1, a przebiegi uśrednionych momentów (z pasm o szerokości 1,2m) na rys. 16 – wykresy 1.

Założono, że zbrojenie w przekroju podporowym zostało w trakcie wykonania stropu przemieszczone w dół o ok. 50mm. Prowadzi to do zmniejszenia przenoszonych przez to zbrojenie momentów podporowych w przekroju podporowym o ok. 30%. Symulację tego faktu dokonano przez zmniejszenie wysokości wąskich elementów przypodporowych z  $h = 0,2$  m do  $h^* = 0,085$  m. W wyniku otrzymano redukcję momentów podporowych, jak pokazano na rys. 15 – wykres 2. Konsekwencją była też zmiana momentów uśrednionych  $m_x$  pokazana na rys. 16 – wykresy 2.

Warto zwrócić uwagę na fakt, że redukcji momentów podporowych w paśmie słupowym, towarzyszy zwiększenie momentów w przekroju podporowym w paśmie międzysłupowym.

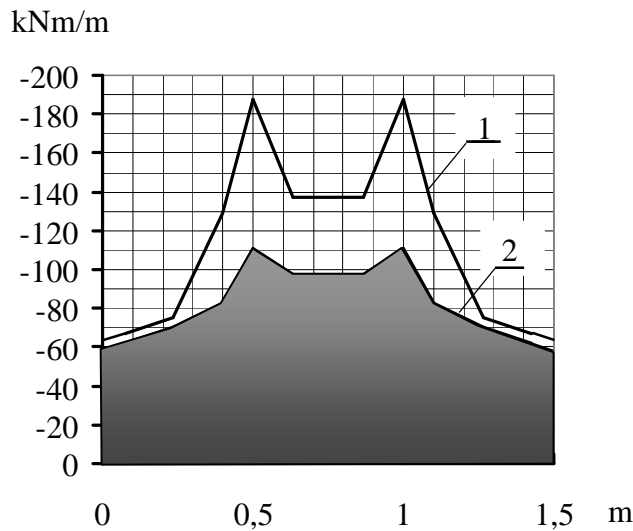
Jeżeli stwierdzimy, że istniejące zbrojenie pokrywa uzyskane zapotrzebowanie, można prowadzić dalej obliczenia rutynowe określając ugięcia pod wpływami długotrwałymi, jak i rozwarości rys.



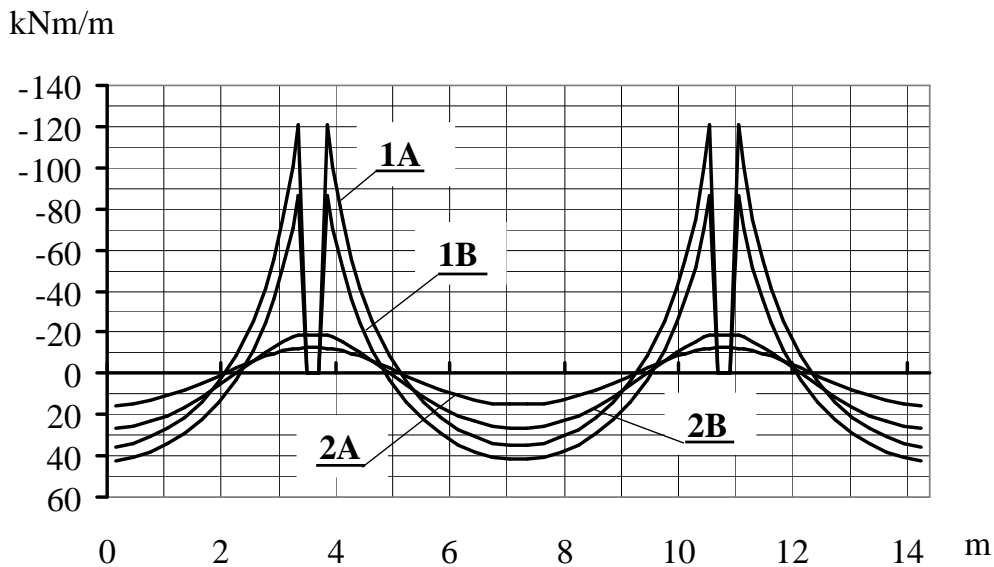
Rys. 14. Model obliczeniowy stropu płytowo – słupowego ( $l_x=7,2$  m,  $l_y=6,0$  m,  $h=0,2$  m, słupy:  $c = 0,5$  m,  $l_{col}=3,0$  m zamocowane na dole, pogrubienie płyty nad słupem  $h=0,6$ m,  $g=15$  kN/m<sup>2</sup>) a) analizowany model, b) fragment nadpodporowy w powiększeniu (opis w tekście) – wyszarzono pasy uśrednienia dla momentów przedstawionych na rys. 16

Przedstawione przykłady pokazują możliwości symulacji lokalnych braków nośności w modelu sprężystym. Zdaniem autora sposób ten pozwala w wielu przypadkach uniknąć ewentualnego wzmacniania. Oczywistym ograniczeniem praktycznym jest wartość dopuszczalnej redystrybucji, choć sam sposób postępowania żadnych takich ograniczeń nie narzuca.





Rys. 15. Momenty podporowe na krawędzi słupa, 1 – przy stałej grubości płyty  $h=0,2$  m (nad słupem  $0,6$  m), 2 – przy wprowadzeniu zmniejszonej grubości  $h^* = 0,085$  m w wąskich elementach (patrz rys. 14b)



Rys. 16. Momenty zginające  $m_x$  w modelu jak na rys. 14 uśrednione w pasmach o szerokości  $1,2$  m. A – w paśmie podporowym (patrz rys. 14), B – w paśmie międzypodporowym (patrz rys. 14a). 1 – przy stałej grubości płyty  $h = 0,2$  m (nad słupem  $0,6$  m), 2 – przy wprowadzeniu zmniejszonej grubości  $h^* = 0,085$  m w wąskich elementach (patrz rys. 14b)

Spotykamy się z sytuacjami, w których zastosowane konstrukcyjnie zbrojenie rozdzielcze jest wyraźnie za słabe dla stosowanego sposobu obciążenia. Taka sytuacja zachodzi przykładowo w przypadku płyt swobodnie podpartych pasmowych, które mogą być obciążane na części rzutu. Jak podano w [7] zbrojenie poprzeczne konstrukcyjne powinno w takich płytach być wyliczane z relacji

$$m_x = \nu_c m_{y(g)} + 2 \nu_c m_{y(q)}$$

gdzie:  $m_x$  – momenty w kierunku poprzecznym do kierunku głównego

$\nu_c$  – współczynnik Poissona dla betonu

$m_{y(g)}$ ,  $m_{y(q)}$  – momenty w kierunku głównym odpowiednio od obciążeń stałych  $g$  i zmiennych  $q$

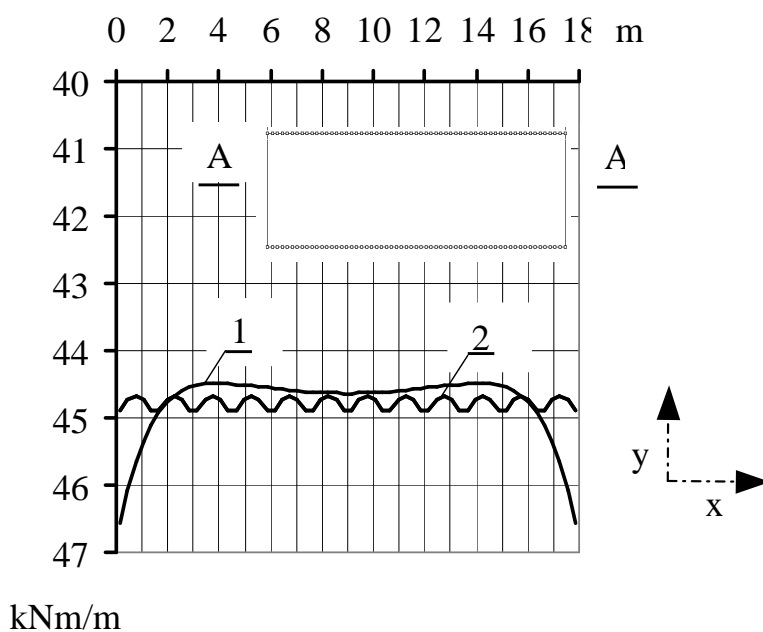
Typowe zbrojenie rozdzielcze jest oczywiście za słabe w przypadku obciążeń ruchomych względnie w przypadku wystąpienia różnic temperatury na powierzchniach płyty [6].

Zbyt słabe zbrojenie rozdzielcze prowadzi do powstania zarysowań czynnych, w których pod obciążeniem występują obroty, ale bez klawiszowania sąsiednich pól. W modelu obliczeniowym miejsce takich zarysowań traktować można jako przegub.

W odniesieniu do płyt pasmowych podpartych na obu krawędziach, takie zarysowania zwiększają momenty w kierunku głównym jedynie w sposób niewielki, co przedstawiono przykładowo na rys. 17.

Widzimy, że w płytach jednokierunkowo pracujących nawet pod obciążeniami dowolnie obszarowo przyłożonymi, wpływ zbyt małego zbrojenia poprzecznego jest, z uwagi na nośność płyty, pomijalny.

Potencjalnie mniej korzystnie wygląda sytuacja, gdy płytę stropową zazbrojono jednokierunkowo mimo, że warunki podporowe wskazują na jej dwukierunkową pracę. Jako przykład potraktujemy bardzo często spotykaną sytuację stropu nad podziemnym, względnie przyziemnym parkingiem (rys. 18a). Strop oparto na współpracujących z nim ścianach żelbetowych i występujących na przedłużeniu ścian belkach. (strop o grubości 0,18m, ściany o grubości 0,20m, belki o przekroju poprzecznym 0,2×06m). Dla klarowniejszego przedstawienia wyników uznano, że obciążenie równomierne jest rozłożone jednocześnie na całym stropie.

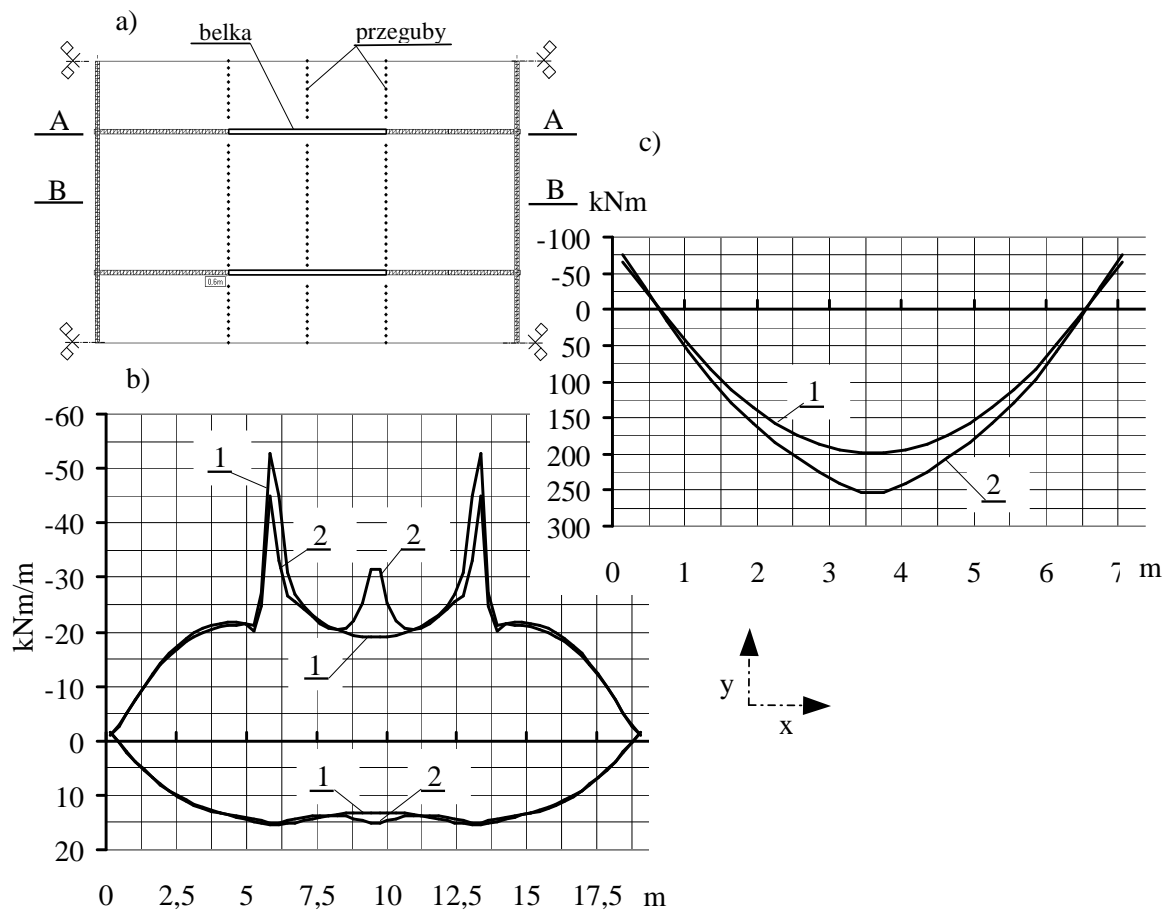


Rys. 17. Płyta pasmowa swobodnie podparta obciążona dowolnie pasmami – Momenty zginające  $m_y$  w przekroju A-A. 1 – w przypadku płyty jednorodnej. 2 – w przypadku płyty podzielonej na niezależne pasma połączone w sposób przegubowy

Traktując strop jako wykonany z materiału izotropowego i liniowo sprężystego, otrzymano momenty zginające  $m_y$  przedstawione jako wykresy 1 w przekroju przypodporowym A-A i przekroju w środku przęsła B-B. Przyjęto dalej, że strop zazbrojono jednokierunkowo w kierunku y jak belkę ciągłą (przypadek nie taki rzadki). W efekcie musiały powstać zarysowania płyty stropowej (i powstają) w przekrojach przechodzących przez końcówki ścian wewnętrznych i w środku rozpiętości przejazdu. Z uwagi na brak zbrojenia nośnego w kierunku x, jest uprawnionym przyjęcie, że w tych przekrojach wytworzyły się przeguby (rys. 18a). Po założeniu przegubów wzdłuż tych linii zarysowań, otrzymano przebiegi momentów oznaczone 2 na rys. 18.b. Widzimy, że zmiany momentów podporowych jakkolwiek są istotne, to nie dramatyczne, a w przekroju przęsłowym nawet niewielkie. W konkretnej sytuacji wszy-

stko zależęć będzie od tego, jaka jest rzeczywista nośność poszczęólnych przekrojów dla kierunku y. Oczywiście, że zarysowanie, w szczególności przekroju przęsolowego, spowodowało wzrost momentów w belkach (rys. 18c) z przedstawionych wykresem 1 na przedstawione wykresem 2.

Omówione przykłady wskazują, że powstanie zarysowań płyty, nawet w przypadku głęokich zarysowań nie koniecznle musi wymagać interwencji z uwagi na nośność stropu. Dotyczy to sytuacji rys, które w obliczeniach można traktować jako połączenie przegubowe, bez możliwości dyslokacji sąsiednich części stropu.



Rys. 18. Płyta stropu nad parkingiem. a) plan modelu (płyta  $h_p=0,18$  m, ściany  $h_s=0,2$  m,  $l_{col}=3$  m, belka  $0,2\times0,6$  m, obciążenie równomierne  $10$  kN/m<sup>2</sup>) b) wykresy momentów w przekrojach A-A i B-B, c) wykresy momentów w belce. 1 – w przypadku płyty jednorodnej liniowo sprężystej, 2 – po wprowadzeniu przegubów zgodnie z rys.18a

## 9. Podsumowanie

Zazwyczaj projektowana nośność przekrojów żelbetowych wynika z obliczeń modelowych, co do których zakłada się liniową sprężystość materiałów. W czasie wykonania konstrukcji dochodzi często do wadliwego umieszczenia zbrojenia, a w efekcie do zmniejszenia, w stosunku do planowanej, nośności w poszczęólnych przekrojach. Takie lokalne obniżenie nośności nie zawsze wymaga ingerencji i wzmocnienia konstrukcji, zawsze jednak wymaga sprawdzenia z uwzględnieniem sytuacji rzeczywistej.

Pokazano, jak w sposób stosunkowo prosty można w modelu liczonym dla materiału liniowo sprężystego uwzględnić lokalne zaniżenie nośności przekrojów, względnie powstanie przegubów.

Autor spotkał się wielokrotnie z konstrukcjami wzmacnianymi w sposób całkowicie nieskuteczny, a także z drogimi wzmocnieniami całkowicie zbytecznymi.

Stąd, zdaniem autora, wszystkie propozycje droższych wzmocnień powinny być, z obowiązku, nie tylko koreferowane, ale także sprawdzane przez osoby nie uczestniczące w projektowaniu tych wzmocnień.

### Literatura

1. PN-EN 1992-1-1: 2008 Eurokod 2. Podstawy projektowania konstrukcji. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
2. PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
3. Starosolski W.: Komputerowe modelowanie betonowych ustrojów inżynierskich – Wybrane zagadnienia. Tom 1 i 2, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej – Gliwice 2009.
4. Borowiec Z.: Modyfikacja prętowego schematu statycznego płaskiej ramy krępej. Inżynieria i Budownictwo, 1974, nr. 6 str. 278–282.
5. Starosolski W., Zybura A.: Doświadczalne określenie mimośrodków sił w ścianach prefabrykowanego budynku. Inżynieria i Budownictwo, 1978, nr 4 str. 209–211.
6. Kuczynski W.: Konstrukcje żelbetowe. Kontynuacja teorii zginania żelbetu. PWN, Warszawa 1971.
7. Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe Tom.1 wyd.12, PWN, Warszawa 2009.