

BADANIA DOŚWIADCZALNE ELEMENTÓW I KONSTRUKCJI BETONOWYCH

PUBLIKACJA POD PATRONATEM SEKCJI KONSTRUKCJI
BETONOWYCH KOMITETU INŻYNIERII LĄDOWEJ I WODNEJ PAN

ZESZYT NR 11

BIBLIOTEKA GŁÓWNA PŁ
BIBLIOTEKA BUDOWNICTWA
I ARCHITEKTURY

P. M-23

**Experimental
research on
RC frames
- edge joint
zone**

**Doświadczalne badania
monolitycznych ram żelbetowych -
strefa skrajnego węzła**

Przemysław Bodzak
Artem Czkwianianc

Pracę wykonano w ramach projektu badawczego KBN
nr 7T07E04417 w latach 1999 - 2001

Department
of Concrete Structures
Technical University
of Lodz, Poland

Łódź 2001
Katedra Budownictwa Betonowego
Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska
Politechniki Łódzkiej

BADANIA DOŚWIADCZALNE ELEMENTÓW I KONSTRUKCJI BETONOWYCH

PUBLIKACJA POD PATRONATEM SEKCJI KONSTRUKCJI
BETONOWYCH KOMITETU INŻYNIERII LĄDOWEJ I WODNEJ PAN

ZESZYT NR 11

**Experimental
research on
RC frames
- edge joint
zone**

**Doświadczalne badania
monolitycznych ram żelbetowych -
strefa skrajnego węzła**

Przemysław Bodzak
Artem Czkwianianc

Pracę wykonano w ramach projektu badawczego KBN
nr 7T07E04417 w latach 1999 - 2001

Department
of Concrete Structures
Technical University
of Lodz, Poland

Łódź 2001
Katedra Budownictwa Betonowego
Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska
Politechniki Łódzkiej

Recenzent / reviewer
prof. dr inż. Andrzej Ajdukiewicz

Tłumaczenie / translation
mgr inż. Maciej Winiarski

Opracowanie wyników pomiarów i skład tekstu / preparing of measurement results and text
mgr inż. Jacek Filipczak
mgr inż. Barbara Janecka

©2001 Katedra Budownictwa Betonowego, Łódź, Poland

ISSN 1230-6010

Katedra Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej
Al. Politechniki 6, 93-590 Łódź, Poland
tel. (48) (42) 6313575, fax (48) (42) 6313584, e-mail: betonkbb@ck-sg.p.lodz.pl

STRESZCZENIE

Badania objęły 12 ram żelbetowych w kształcie litery H o wymiarach osiowych 3.0×3.0m. Rygiel ram był obciążony dwiema siłami skupionymi, zaś górne gałęzie słupów siłami osiowymi. Parametrami zmiennymi w badaniach były:

- stopień zbrojenia rygla 0.0114, 0.0149, 0.0290,
- projektowana wytrzymałość betonu $f_{c,cube}=35$ i 90MPa,
- siła normalna w górnej gałęzi słupa 50 i 200kN.

Badania wykazały, że w skrajnych przęsłach konstrukcji ramowych, mimo zastosowania zbrojenia zgodnego ze sprężystym rozkładem momentów, po zarysowaniu następuje redystrybucja sił wewnętrznych. Efektem redystrybucji jest zwiększenie momentu przęsłowego, a zmniejszenie momentów w skrajnych węzłach ramy. Na stopień redystrybucji największy wpływ ma siła normalna w skrajnych słupach ram monolitycznych. Im mniejsza siła normalna, tym większa redystrybucja sił.

Badania wykazały, że nośność węzła zależy w dużej mierze od zakotwienia prętów głównego zbrojenia rygla w skrajnym węźle.

SUMMARY

Twelve concrete frames of H shape were tested. The main beam of the frame was loaded with two concentrated forces, and the upper parts of columns were loaded with constant axial forces. The varied parameters were:

- reinforcement ratio of the main beam: 0.0114, 0.0149, 0.0290,
- design strength of concrete $f_{c,cube}=35$ i 90MPa,
- axial force in upper part of column, 50 and 200kN.

Tests have shown that in the edge parts of frame structures, despite the application of reinforcement arrangement conforming elastic moment distribution, the redistribution of internal forces after cracking also take place. The result of such redistribution appears in an increasing span moment and decreasing moments in edge joints of the frame. Axial forces in columns mostly influence the ratio of redistribution. The lower axial force the higher redistribution of forces.

The tests have shown that load-bearing capacity of the joint depends on the anchorage of main reinforcement of the beam in the edge joint.

SPIS TREŚCI

1. Wprowadzenie	7
1.1. Model badawczy	7
1.2. Parametry badawcze	9
2. Program badań	15
2.1. Dane ogólne	15
2.2. Elementy badawcze	16
2.2.1. Zbrojenie	16
2.2.2. Oznaczenia elementów	18
2.2.3. Wykonanie elementów	18
2.3. Materiały	18
2.3.1. Stal zbrojeniowa	18
2.3.2. Beton	18
2.4. Stanowisko badawcze	19
2.5. Pomiary	21
3. Wyniki badań	22
3.1. Beton i stal	22
3.2. Odkształcenia	24
3.2.1. Rygiel - odcinek środkowy	24
3.2.2. Rygiel - odcinek przywęzłowy	27
3.2.3. Węzeł	32
3.2.4. Słupy	38
3.3. Przemieszczenia i obroty	45
3.4. Reakcje, redystrybucja sił	51
3.5. Zarysowanie i nośność	57
4. Podsumowanie	63
Literatura	65
Załącznik	66

CONTENTS LIST

1. Introduction	7
1.1. Choice of the research model	7
1.2. Research parameters	9
2. Program of tests	15
2.1. General data	15
2.2. Test elements	16
2.2.1. Reinforcement	16
2.2.2. Marking of element	18
2.2.3. Casting the elements	18
2.3. Materials	18
2.3.1. Reinforcing steel	18
2.3.2. Concrete	18
2.4. Test stand	19
2.5. Measurements	21
3. Results of tests	22
3.1. Concrete and reinforcing steel	22
3.2. Strains	24
3.2.1. Beam - middle part	24
3.2.2. Beam - nodal segment	27
3.2.3. The node	32
3.2.4. Columns	38
3.3. Displacement and rotations	45
3.4. Reactions, redistribution of forces	51
3.5. Cracking and load capacity	57
4. Conclusions	63
References	65
Appendix	66

OZNACZENIA

b	- szerokość elementu
d	- wysokość użyteczna przekroju
f_c	- wytrzymałość betonu na ściskanie w jednoosiowym stanie naprężenia
$f_{c,cube}$	- wytrzymałość betonu na ściskanie określona na kostkach o boku 150 mm
$f_{ct,sp}$	- wytrzymałość betonu na rozciąganie określona metodą rozłupywania
f_t	- wytrzymałość stali zbrojeniowej na rozciąganie
f_y	- granica plastyczności stali zbrojeniowej
h	- wysokość przekroju
v	- ugięcie belki
x	- wysokość strefy ściskanej przekroju
A_s	- pole powierzchni zbrojenia
E_c	- moduł sprężystości betonu
E_s	- moduł sprężystości stali
F	- siła
F_{cr}	- obciążenie rysujące
H	- pozioma reakcja podporowa
N_c	- siła normalna w słupie
R	- pionowa reakcja podporowa
ϵ	- odkształcenie betonu
ϵ_{cu}	- graniczne odkształcenia betonu
ϵ_d	- odkształcenie w poziomie zbrojenia ściskanego
ϵ_g	- odkształcenie w poziomie zbrojenia rozciąganego
ϵ_{sy}	- odkształcenie stali odpowiadające granicy plastyczności
ϵ_{uk}	- graniczne odkształcenie przy zerwaniu
φ	- kąt obrotu węzła
κ	- krzywizna przekroju
ρ	- stopień zbrojenia stałą zbrojeniową
σ	- naprężenie

NOTATION

b	- width of a cross-section
d	- effective depth of a cross-section
f_c	- cylinder compressive strength of concrete
$f_{c,cube}$	- concrete cube 150×150×150mm compressive strength
$f_{ct,sp}$	- splitting tensile strength of concrete
f_t	- ultimate strength of reinforcement
f_y	- yield strength of reinforcement
h	- depth of a cross-section
v	- deflection of a beam
x	- depth of concrete compressive zone
A_s	- area of steel reinforcement
E_c	- tangent modulus of elasticity of concrete
E_s	- modulus of elasticity of steel reinforcement
F	- force
F_{cr}	- cracking load
H	- horizontal support reaction
N_c	- column load
R	- vertical support reaction
ϵ	- strain of concrete compressive zone
ϵ_{cu}	- ultimate compressive strain of concrete
ϵ_d	- surface concrete strain at the level of compression reinforcement
ϵ_g	- surface concrete strain at the level of tension reinforcement
ϵ_{sy}	- strain in reinforcement steel at yield strength
ϵ_{uk}	- ultimate strain of reinforcement steel
φ	- joint rotation angle
κ	- curvature
ρ	- steel reinforcement ratio
σ	- stress

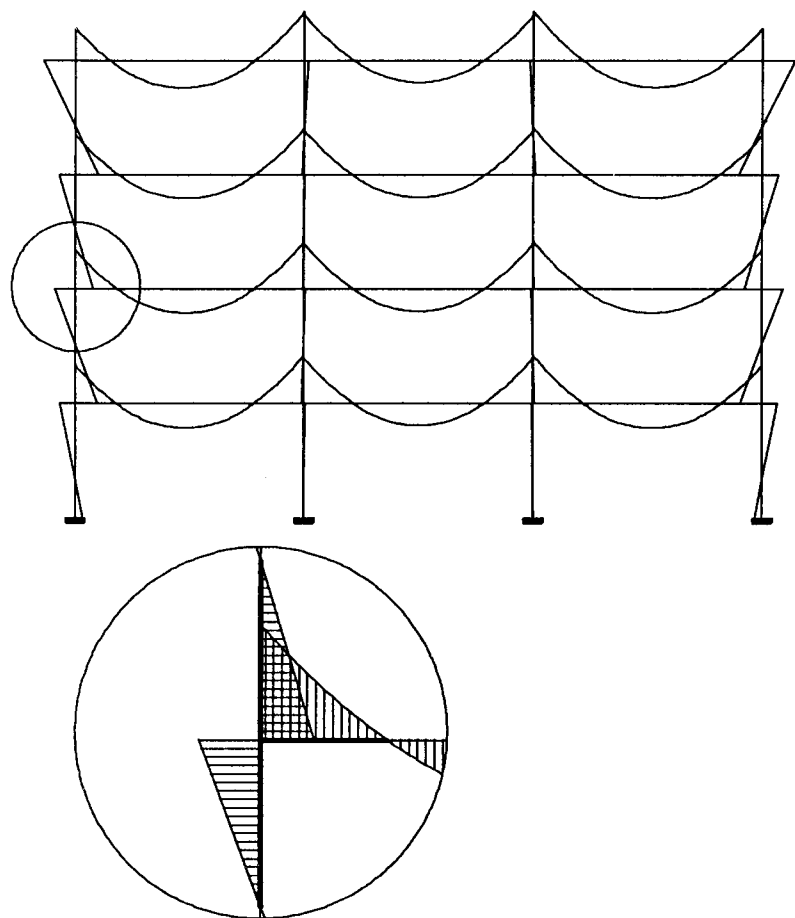
1. WPROWADZENIE

1.1. Model badawczy

Podstawowym zadaniem badacza przed przystąpieniem do planowanego eksperymentu jest wybór modelu badawczego. Model badawczy powinien z jednej strony być możliwie prosty, zaś z drugiej możliwie wiernie odwzorowywać pracę elementu w konstrukcji.

W przypadku elementów prętowych, płytowych i ściennych podlegających jednokierunkowemu zginaniu lub mimośrodowemu ściskaniu, przyjęto pewne standardy badań, odwzorowując te fragmenty konstrukcji jako elementy jednoprzęsłowe swobodnie podparte na obu końcach. Taki model jest na ogół wystarczająco dokładny, a przy tym prosty i jednoznaczny przy interpretacji wyników. Dużo bardziej skomplikowane jest zastosowanie odpowiedniego modelu badawczego w przypadku połączeń poszczególnych elementów konstrukcji takich jak belki i słupy w konstrukcjach ramowych lub płyta i słup w konstrukcjach typu płyta – słup. W takich badaniach istotnego znaczenia nabiera schemat statyczny elementu i obszar wyodrębnionego z konstrukcji fragmentu.

W badaniach monolitycznych węzłów ram żelbetowych prowadzonych do połowy lat 90-tych (Taylor [1], Hoekstra [2], Kordina [3], Czkwianianc [4], Scott [5]) przyjęto, że wystarczająco dokładnym modelem odwzorowującym pracę połączenia rygiel - słup jest fragment konstrukcji obejmujący węzeł i odpowiednio przyległe fragmenty słupa dolnej i górnej kondygnacji oraz fragment rygla. Długości poszczególnych odcinków elementów (słupy, rygiel) dobierano w ten sposób, by miejsca przyłożenia sił odpowiadały umiejscowieniu zerowych momentów zginających w rzeczywistej konstrukcji - rys. 1.1.



Rys. 1.1. Rama wielokondygnacyjna - typowy rozkład momentów zginających

Fig. 1.1. Multi-storey frame - typical bending moment distribution

1. INTRODUCTION

1.1. Choice of the research model

The principal task facing the research worker before starting a planned experiment is the choice of the research model. Investigated model should be - on one hand - simple and - on the other - represent exactly the behaviour of structural elements.

In case of bar, plate and wall elements subjected to bending in one plane or to eccentric loading, certain standards have been adopted, representing such structural fragments as single span elements, supported at both ends. This model is - in general - sufficiently accurate and, at the same time, simple and unique at interpreting the results. Application of suitable research model in the case of connections between individual structural elements, such as beams and columns in framed structures or slab and column in flat slab floors is far more complicated. In such investigations the static scheme of element and the extent of the fragment separated from the structure assume essential importance.

In research of monolithic joints in reinforced concrete frames carried out till mid-nineties (Taylor [1], Hoekstra [2], Kordina [3], Czkwianianc [4], Scott [5]) it was assumed that sufficiently exact model representing the behaviour of beam - column connection is a fragment of structure consisting of the joint and suitably adjacent to segments of beam and upper and lower floor columns. The lengths of individual segments of columns and beam were chosen so that the points of application of forces corresponded with the points of zero bending moments in the real structure - Fig. 1.1.

Already during the initial series of tests (P) Taylor found that in the model presented in Fig. 1.2a, the set of internal forces and the efforts in upper and lower floor columns are not equal after cracking, despite the fact that the tested as research element was statically determinate and that it was uniquely proven - on the basis of measured support reactions - that upper and lower floor columns were loaded by equal bending moments.

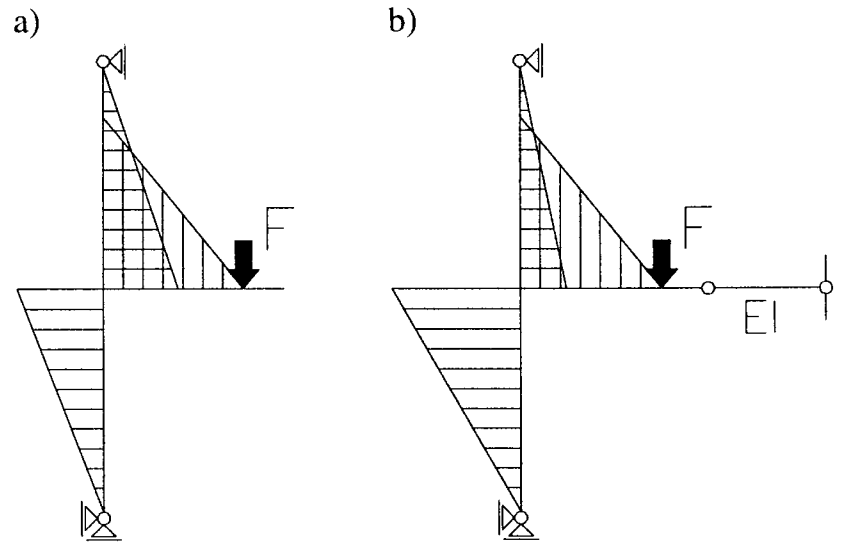
The destruction of these elements followed as the consequence of intensive cracking of the joint and splitting of the upper floor column; in no case the theoretical limit capacity of the element has been attained. For this reason Taylor [1] as well as Hoekstra [2] and Scott [3] decided to introduce an additional flimsy support at beam axis, altering the static scheme of the element (Fig. 2b). Taking into account the conclusions of Taylor's research, Hoekstra argued that the creation of a partial articulation as the result of joint and beam cracking causes unequal moment distribution between the lower and upper floor columns and the introduction of an additional support at beam axis is in agreement with the behaviour of the element in the real structure.

Już we wstępnej serii badań (P) Taylor stwierdził, że dla przedstawionego na rys. 1.2a modelu, układ sił wewnętrznych i wyężenie słupa górnej i dolnej kondygnacji po zarysowaniu nie jest jednakowe, mimo że element badawczy był statycznie wyznaczalny, a na podstawie pomierzonych reakcji podporowych można było jednoznacznie stwierdzić, że słupy dolnej i górnej kondygnacji obciążone były jednakowymi momentami zginającymi.

Zniszczenie tych elementów następowało w wyniku intensywnego zarysowania węzła oraz pęknięcia słupa górnej kondygnacji, przy czym w żadnym przypadku nie osiągnięto teoretycznej nośności granicznej elementu. Z tego powodu Taylor [1], a także Hoekstra [2] i Scott [5] zdecydowali się wprowadzić dodatkową wiotką podporę w osi rygła, zmieniającą schemat statyczny elementu (rys. 2b). Hoekstra uwzględniając wnioski z badań Taylora uzasadniał, że powstanie częściowego przegubu w wyniku zarysowania węzła i rygła powoduje nierównomierny rozdział momentów między słupem dolnej i górnej kondygnacji, a zastosowanie dodatkowej podpory w osi rygła jest zgodne z charakterem pracy elementu w rzeczywistej konstrukcji.

Zastosowanie elementów statycznie niewyznaczalnych umożliwiło redystrybucję sił wewnętrznych, bowiem wyczerpanie nośności w jednym przekroju (np. słup górny) powodowało przekazywanie sił przez inny element konstrukcji dzięki zapasowi nośności (słup dolny). Jednak wprowadzenie dodatkowej podpory w osi rygła imitującej jego dalszą część mimo zastosowania np. przegubów uniemożliwiających przenoszenie momentów zginających, jak również przyjęcie różnych sztywności tej podpory (Taylor [1]) spowodowało komplikacje interpretacyjne. Zwrócił już na to uwagę Hoekstra przyjmując w swoich badaniach, że siła normalna w ryglu nie będzie tylko mierzona jak to miało miejsce u Taylora, ale będzie tak korygowana by punkt przecięcia osi rygła i słupa nie ulegał przemieszczeniom poziomym. Również takie podejście okazało się trudne do zrealizowania i mało jednoznaczne w późniejszej interpretacji. W wyniku ukośnego zarysowania węzła punkt przecięcia się osi geometrycznych znajdował się w takim przypadku po prawej lub lewej stronie rysy. Z tego powodu Hoekstra w początkowej fazie badania narzucał wielkość siły poziomej w osi rygła, a od momentu zarysowania rezygnował z korekty siły i utrzymywał stałą siłę poziomą w ryglu.

Na podstawie dostępnych w literaturze opisów badań Scotta [5] trudno określić jakie założenia przyjęto przy wprowadzeniu dodatkowej podpory w osi rygła i jaki był jej wpływ na rozkład sił. Można jedynie przypuszczać, że w związku z nawiązaniem do badań Taylora (podobne wymiary i stopień zbrojenia słupa oraz kształtowanie zbrojenia rygła) podpora w osi rygła umożliwiała jedynie redystrybucję sił między słupami dolnej i górnej kondygnacji, a wielkość siły normalnej w ryglu była jedynie mierzona, a nie wywoływana w sposób sztuczny jak to miało miejsce u Hoekstry. Inni badacze pominęli wykazany w badaniach Taylora i Hoekstry nierównomierny rozkład momentów zginających i stosowali elementy statycznie wyznaczalne.



Rys. 1.2. Badania Taylora - schematy statyczne elementów badawczych

Fig. 1.2. Investigations by Taylor - static schemes of tested elements

The use of statically indeterminate elements made possible redistribution of internal forces, as exceeding the limit of capacity in one cross-section (e.g. upper floor column) caused the force transfer from another structural element having a reserve of capacity (e.g. lower floor column). However the application of articulations preventing the transfer of bending moments, the introduction of an additional support at element axis, imitating its continuation as well as assuming various stiffnesses of this support (Taylor [1]) caused difficulties of interpretation. Hoekstra drew attention to this fact, modifying his investigations so, that the normal force in beam will be not only measured, but so adjusted as to prevent horizontal displacements of the point of intersection between beam and column axes. This also approach proved difficult to carry out and was equivocal in subsequent interpretation. As the result of oblique cracking of the joint, the intersection point of the geometrical axes could be placed to the right or to the left of the crack. For this reason, in the early phase of tests, Hoekstra imposed the value of the horizontal force along beam axis and - from the moment of cracking - stopped correcting it, and maintained a constant horizontal force in the beam.

On the basis of relations on Scott's investigations [5] available in literature, it is difficult to assess which assumptions were adopted in introducing additional support at beam axis and its influence on distribution of forces. It can be only presumed that in connection with Taylor's research (similar dimensions and reinforcement ratio of column as well as similar detailing of beam reinforcement), the support at beam axis made only possible the redistribution of forces between upper and lower floor columns while the magnitude of normal force in beam was only measured and not artificially induced as was in Hoekstra research. Other research workers neglected the uneven distribution of bending moments found in investigations by Taylor and Hoekstra and used statically determinate elements.

Na podstawie dostępnych w literaturze wyników badań trudno jednoznacznie sprecyzować, który z prezentowanych modeli (z podporą w osi rygła, czy też bez takiej podpory) jest właściwy i bliższy rzeczywistej konstrukcji. W przypadku modelu z podporą w osi rygła trudno ocenić czy należy ograniczyć się jedynie do pomiaru reakcji poziomej na tej podporze, czy też należy tę zmienną włączyć jako dodatkowy parametr badawczy i sterować jej wielkością.

W tej sytuacji statyczna niewyznaczalność stanowi poważny problem przy interpretacji wyników, natomiast statyczna wyznaczalność elementów przy różnicach w sztywnościach słupów dolnej i górnej kondygnacji może prowadzić do rekomendowania umieszczania prętów ukośnych w rozwieranym narożu rygiel-słup lub do zaleceń dozbierania słupów.

W celu weryfikacji wcześniejszych badań i aby podjąć próbę określenia kształtu i ilości dodatkowego zbrojenia węzła wskazane wydaje się przyjęcie innego elementu badawczego. Wyeliminowanie niejednoznaczności przy zastosowaniu podpory w osi rygła można osiągnąć stosując element w kształcie litery H - obejmujący dwa węzły i rygiel oraz odcinki słupów dolnej i górnej kondygnacji. Ponadto taki kształt elementu umożliwia uwzględnienie ewentualnej redystrybucji sił w wielu przekrojach, a mianowicie w ryglu, w przęśle i w przekrojach przywęzłowych, jak również w słupach zarówno między prawą i lewą stroną, a także poniżej i powyżej węzła. Taki model elementu przyjęto w prezentowanych w tej publikacji badaniach.

Już w trakcie przygotowań do badań ukazała się publikacja Kordiny i Teutsch [6] opisująca nowe badania węzłów i elementów ram. W badaniach tych przyjęty został identyczny jak zaproponowany model elementu, jednakże ich celem było głównie określenie właściwości stali BSt500, zdolności redystrybucji sił między poszczególnymi przekrojami rygła w zależności od ukształtowania zbrojenia oraz możliwości zastąpienia zbrojenia ukośnego dodatkowym zbrojeniem poziomym w węźle.

1.2. Parametry badawcze

We wszystkich badaniach skrajnych międzykondygnacyjnych węzłów konstrukcji ramowych niezależnie od schematu statycznego przyjętego modelu badawczego, starano się określić wpływ różnych parametrów na stan graniczny nośności jak również na stany graniczne użytkowalności. Do takich wielkości zmiennych zaliczyć można:

- wytrzymałość betonu
- ukształtowanie zbrojenia rygła: tradycyjne, pętlowe, odgięte do słupa górnego, zakończone płytką kotwiącą,
- stopień zbrojenia rygła w przekroju przywęzłowym,
- dodatkowe zbrojenie wzmacniające węzeł: pręty ukośne, strzemiona, zbrojenie wzdłuż krzyżulca rozciąganego,
- obciążenie słupa górnej kondygnacji.

On the basis of research results available in literature it is difficult to precise uniquely, which of the presented models (with or without support in beam axis) is more appropriate or nearer to the real structure. In case of the model with the support in beam axis it is difficult to decide whether to restrict the investigation to the measurement of the horizontal reaction at the support, or to include this variable as an additional parameter and control its magnitude.

In this situation the static indeterminacy is constituting a serious problem when interpreting the results. On the other hand static determination of elements in case of various stiffness of upper and lower floor columns can lead to recommend placing of inclined bars in pulled-apart beam / column junction or to recommend additional reinforcement in columns.

To verify earlier research and try an attempt to define the shape and quantity of additional joint reinforcement it seems advisable to adopt a different research element. Elimination of ambiguity in application in a support at beam axis can be achieved by using an H-shaped element incorporating two joints, beam and segments of upper and lower floor columns. This shape of element also allows to take into account possible redistribution of forces in many cross-sections, including: the beam (at mid-span and at the supports), as well as the columns (both left- and right-hand sides, as well as below and above the joint). This model of element was adopted in investigations presented in this publication.

Within the preparations for our research a publication by Kordina and Teutsch [6] appeared presenting new investigation on joints and frame structures. An identical model of element as proposed here was adopted in these investigations, but their main object was to determine the properties of BSt500 steel, capacity for redistribution of forces between individual beam cross-sections depending on the detailing of reinforcement as well as replacing the inclined reinforcement by additional horizontal reinforcement in the joint.

1.2. Research parameters

Independent of the static scheme of the adopted research model, in all investigations of the outer, inter-storey joints of frame structures, care was taken to determine the influence of various parameters on limit state of load carrying capacity as well as on serviceability limit states. To such variable parameters can be included:

- concrete strength,
- detailing of beam reinforcement: traditional, looped, bent-up to upper column, with anchor plates at ends,
- reinforcement ratio of beam in support cross-section,
- additional reinforcement strengthening the joint: inclined bars, stirrups, reinforcement along the tie in tension,
- loading on upper floor column.

Czynniki te decydować będą o sposobie zniszczenia elementu badawczego, determinując jednocześnie najslabszy przekrój, w którym nastąpi osiągnięcie stanu granicznego. Analizując wyniki dotychczasowych badań można wyodrębnić następujące przekroje krytyczne:

- rygiel - uplastycznienie zbrojenia rozciąganego łącznie lub bez zmiżdżenia betonu w strefie ściskanej,
- słupy - uplastycznienie zbrojenia rozciąganego łącznie lub bez zmiżdżenia betonu w strefie ściskanej,
- węzeł - niewłaściwe lub zbyt słabe zakotwienie prętów wprowadzonych z rygla do węzła,
- węzeł - przekroczenie maksymalnych naprężeń w krzyżulcu rozciągany (rozerwanie węzła),
- węzeł - przekroczenie maksymalnych naprężeń w krzyżulcu ściskanym (zmiżdżenie betonu).

Przy stałym stopniu zbrojenia pierwszy parametr, tzn. wytrzymałość betonu jest w głównej mierze czynnikiem decydującym o nośności i odkształcalności połączenia, a wszyscy badacze są zgodni, że podniesienie klasy betonu powoduje wzrost nośności samego węzła. Bez wątplenia największy wpływ na nośność, tworzącego się w węźle w wyniku zarysowania krzyżulca ściskanego, ma wytrzymałość betonu na ściskanie. Innym istotnym czynnikiem związanym z wytrzymałością jest naprężenie, które powoduje zarysowanie betonu. Bazując na wynikach dotychczasowych badań można przypuszczać, że w wielu przypadkach nośność krzyżulca rozciąganego decyduje o zniszczeniu elementu, ponieważ bezpośrednią przyczyną zniszczenia węzła, przy braku dodatkowego zbrojenia, jest pęknięcie (rozerwanie) węzła. Innym czynnikiem związanym z wytrzymałością betonu może być długość zakotwienia prętów. Większa nośność elementów wykonanych z betonu wyższych klas może być wynikiem lepszej przyczepności zbrojenia do betonu, szczególnie przy małych wymiarach słupów, gdy długość zakotwienia zbrojenia rygla w słupie jest bardzo mała. Częściowym potwierdzeniem takiego przypuszczenia jest stwierdzona w badaniach Hoekstry oraz Kordiny zwiększona nośność połączenia rygiel słup przy zastosowaniu płytek kotwiących.

Natomiast ukształtowanie zbrojenia głównego rygla w obszarze węzła powinno być kolejnym istotnym czynnikiem decydującym o osiągnięciu nośności granicznej. Większość badań dotyczy porównania skuteczności zbrojenia tradycyjnego lub pętlowego. Zbrojenie pętlowe poprzez brak bezpośredniej kontynuacji prętów rygla w słupie dolnej kondygnacji może prowadzić do wcześniejszego zniszczenia elementu niżby to wynikało z obliczeń. Jednak we wnioskach ze wszystkich badań zawarte jest stwierdzenie, że zbrojenie pętlowe jest skuteczną alternatywą zbrojenia tradycyjnego, a nośność takiego połączenia jest porównywalna lub nieznacznie mniejsza od nośności elementu ze zbrojeniem wprowadzonym do słupa dolnej kondygnacji. Natomiast zdecydowanie gorsze, a nawet niedopuszczalne, okazuje się połączenie, w którym zbrojenie rygla wprowadzone jest do słupa wyższej kondygnacji (Taylor [1], Scott [5]). Jedynie zastosowanie płytek kotwiących [2], o czym wspomniano wcześniej, jest korzystniejsze od zbrojenia ukształtowanego w tradycyjny sposób, a nośność takiego połączenia może wzrosnąć nawet o 20%.

These factors will be decisive to the type of failure of the research element, determining at the same time the weakest cross-section in which the limit state shall be reached. Analysing recent research results, following critical sections can be isolated:

- beam - plasticisation of tensile reinforcement jointly or disjointedly with crushing of concrete in the compressed zone,
- columns - plasticisation of tensile reinforcement jointly or disjointedly with crushing of concrete in the compressed zone,
- joint - faulty or weak anchorage of bars introduced from beam into the joint,
- joint - exceeding maximum stress in cross-tie (tearing the joint apart),
- joint - exceeding maximum stress in cross-prop (crushing of concrete).

At constant reinforcement ratio the first parameter (concrete strength) is in large measure the factor decisive to the capacity and deformation of the connection and all investigators agree that increasing concrete class results in the increase of capacity of the joint itself. Compressive strength of concrete has, undoubtedly, the greatest influence on the load capacity of the compressed strut, formed in the joint as the result of cracking. Basing on the results of recent research one can assume that in many cases the capacity of the cross-tie is decisive to the failure of element, as - in the absence of additional reinforcement - the immediate cause of failure is splitting (tearing apart) of the joint. Another factor connected with concrete strength can be anchorage length of bars. Greater capacity of elements cast of higher class concrete can be the result of better bond between reinforcement and concrete, especially in case of small column dimensions, when the anchorage length of beam reinforcement in the column is very small. Partial confirmation of such supposition is the increased capacity of the beam - column joint with application of anchorage plates, proved in research by Hoekstra and Kordina.

Detailing of the main reinforcement of beam in the support region should be, in turn, an important factor decisive to reaching the limit capacity. The majority of investigations concern the comparison of efficiency between the traditional and the looped reinforcement. Looped reinforcement can lead to an earlier than calculated failure of element, because of the lack of direct continuation of beam reinforcement in lower floor column. But, all conclusions contain a statement that looped reinforcement is an effective alternative to traditional reinforcement and the capacity of such a joint is comparable to, or slightly less than the capacity of an element with reinforcement let into the lower floor column. On the other hand, a joint in which beam reinforcement is let into the upper floor column is definitely worse, even inadmissible (Taylor [1], Scott [5]). Only the fitting of anchor plates [2], (mentioned earlier) is more effective than the traditional detailing of reinforcement and the capacity of such a joint can be increased even by 20%.

Wnioski ze wszystkich badań dotyczące ukształtowania zbrojenia głównego rygla w obszarze węzła są zgodne, natomiast zalecenia dotyczące dodatkowego zbrojenia samego węzła, jak również elementów zbiegających się w nim różnią się znacznie, przy czym w kolejnych badaniach widoczne jest uwzględnianie dodatkowych czynników oddziałujących na nośność połączenia.

Taylor prawie we wszystkich elementach w obszarze samego węzła zastosował pojedyncze strzemie zamknięte, przy czym nie stosował w ogóle prętów ukośnych wzmacniających rozciągane naroże rygiel-słup. W podsumowaniu swoich badań pominął całkowicie wpływ strzemion poziomych na stan graniczny nośności, nie wspominając o racjonalności tego dodatkowego zbrojenia.

Hoekstra w swoich badaniach wykazał korzystny wpływ strzemion poziomych w obszarze węzła niezależnie od ukształtowania zbrojenia głównego rygla. Uwzględnione to zostało we wzorze na nośność elementów. Jednak brak jest informacji ile tego zbrojenia należy zastosować i jak je właściwie rozmieścić aby zniszczenie węzła nastąpiło w wyniku zmiżdżenia betonu krzyżulca ściskanego, a nie na skutek rozerwania węzła. Brak jest również informacji, czy strzemiona poziome należy stosować w każdym przypadku, czy też zbrojenie takie należy stosować jedynie od pewnego stopnia zbrojenia rygla lub poniżej określonej klasy betonu. Zastosowanie w elementach badawczych zbrojenia ukośnego w rozwieranym narożu rygiel-słup nie znalazło wyczerpującego uzasadnienia we wnioskach z badań. W publikacji znajdujemy jedynie informację, że takie zbrojenie może zmniejszyć szerokość rozwarcia rys.

W przeciwieństwie do poprzedników Kordina [3] podaje dokładne zalecenia dotyczące stosowania strzemion poziomych zarówno co do ilości tego zbrojenia, jak również jego rozmieszczenia. Dodatkowo zaleca stosowanie prętów ukośnych w rozwieranym narożu, a pole przekroju tego dodatkowego zbrojenia ukośnego, jego zdaniem, powinno być równe sumarycznemu polu przekroju strzemion poziomych. Podana przez Kordinę ilość zbrojenia ukośnego nie jest poparta żadnymi wyliczeniami. Nie budzi natomiast większych wątpliwości zalecenie dozbrajania węzła dodatkowymi poziomymi strzemionami. Jednak podobnie jak w przypadku prętów ukośnych ilość i rozmieszczenie tych strzemion nie jest już w pełni uzasadnione. Według Kordiny, gdy zastosujemy zbrojenie pętlowe w rygla należy zastosować dodatkowe zbrojenie pętlowe w słupie dolnej kondygnacji, a gdy nie stosuje się zbrojenia ukośnego, konieczne jest dozbrojenie prętami prostymi górnej i dolnej gałęzi słupa w strefie rozciąganej oraz samego rygla, przy czym ilość tego dodatkowego zbrojenia powinna być większa od 1/3 wyznaczonego z obliczeń statycznych pola powierzchni zbrojenia podstawowego rygla w przekroju przywęzłowym. Zalecenia Kordiny, mimo że najobszerniejsze, nie uwzględniają zależności ilości dodatkowego zbrojenia ani od wytrzymałości betonu ani od podstawowego stopnia zbrojenia rygla. Takie przyjęcie nie jest w pełni uzasadnione wynikami badań poprzedników. Taylor wykazał bowiem, że do pewnego stopnia zbrojenia rygla zniszczenie elementu następuje

The conclusions concerning the form of main reinforcement in support area are consistent in all investigations. On the other hand the recommendations concerning the additional reinforcement of the joint itself as well as elements converging in it differ appreciably. What more, taking into consideration additional factors affecting the capacity of joint is evident in subsequent research.

Taylor used single, closed stirrup in nearly all elements within the joint area; he never used inclined bars strengthening the pulled-apart beam - column corner. In conclusion of his research he omitted totally the influence of horizontal stirrups on limit state of capacity, not mentioning the advisability of such additional reinforcement.

In his investigations, Hoekstra proved the advantageous influence of horizontal stirrups in support area, independent of the detailing of the main beam reinforcement. This was allowed for in the formula for element capacity. No information, however, is given on the quantity and proper distribution of this reinforcement so that the failure of the joint occurs as the result of concrete crushing in the compressed cross-strut and not as the result of tearing the joint apart. Information is also lacking if horizontal stirrups should be applied in all cases, or such reinforcement should be applied up to a certain level of reinforcement ratio, or below a given class of concrete. The use of inclined bars in beam-column corner torn apart in research elements did not find fuller justification in conclusions. Information that such reinforcement can reduce crack width can only be found in publication.

Contrary to his predecessors, Kordina [3] gives precise recommendations concerning the use of horizontal stirrups, their quantities as well as distribution. In addition, he recommends the application of inclined bars in torn-apart corner. In his opinion, the cross-sectional area of this inclined reinforcement should be equal to the sum of cross-sectional areas of horizontal stirrups. The quantity of inclined reinforcement given by Kordina is not supported by any calculations. On the other hand, the recommendation to reinforce the joint by additional horizontal stirrups does not raise objections. However, as in the case of inclined bars, the quantity and distribution of these stirrups is here not fully justified. When looped reinforcement is used in the beam, then - according to Kordina - additional looped reinforcement should be used in lower floor column and when inclined reinforcement is not used, it is necessary to reinforce the upper and lower floor column segments in tension as well as the beam by straight bars. The quantity of such additional reinforcement should be greater than one-third of the cross-sectional area of design reinforcement in the support cross-section of the beam. Kordina's recommendations, though most extensive, do not take into account the dependence of the quantity of additional reinforcement neither on concrete strength nor on the reinforcement ratio in beam. This assumption is not fully supported by research results of previous investigators. Taylor proved up that to a certain reinforcement ratio in beam, the failure of element is the result of plasticisation of steel and not of splitting the joint or crushing of concrete in the cross-strut. Kordina's proposal by is perhaps a safer

w wyniku uplastycznienia stali, a nie rozerwania węzła, czy też zmiężdżenia betonu w krzyżulcu ściskanym. Propozycja Kordiny jest może rozwiązaniem bezpieczniejszym, ale przy elementach słabo zbrojonych powoduje pewne nieuzasadnione komplikacje wykonawcze.

W badaniach Czkwianianca pole przekroju dodatkowego zbrojenia w węźle (strzemiona poziome, pręty ukośne) zostało przyjęte zgodnie z zaleceniami Kordiny. Z tego powodu Czkwianianc ogranicza się tylko do podania informacji, że zbrojenie takie należy stosować, lecz nie precyzuje ilości tego dodatkowego zbrojenia, ani jego rozmieszczenia. Uważa on natomiast, że zbrojenie rygła oraz słupów, w przeciwieństwie do zaleceń Kordiny, powinno wynikać wyłącznie z obliczeń statycznych i nie jest wymagane dozbrojenie ani dolnego, ani górnego przekroju słupa, jak również rygła. Jedynie w przypadku różnicowania zbrojenia słupów poniżej i powyżej rygła dodatkowe zbrojenie, wynikające wyłącznie z obliczeń statycznych, najkorzystniej jest kształtować w postaci półpętli dozbrajających odpowiednio górną lub także dolną gałąź słupa.

Taylor i Hoekstra podają wzory na graniczny stopień zbrojenia rygła po przekroczeniu którego zniszczenie połączenia nastąpi nie w wyniku uplastycznienia zbrojenia rygła, ale na skutek zniszczenia węzła. Taylor w zaproponowanym wzorze na nośność węzła, jak również w zaleceniach dotyczących kształtowania zbrojenia całkowicie pomija wpływ strzemion poziomych. Natomiast Hoekstra w podanym wzorze na nośność węzła uwzględnia dodatkowe zbrojenie poziome, jednak nie precyzuje, ile tego zbrojenia należy zastosować i jak je rozmieścić. Zaznacza jednak, że jego wzór należy stosować jedynie przy proporcji wysokości rygła do wysokości słupa (h_b/h_c) zbliżonej do 1,5. Autorzy ci przedstawiają jednocześnie wzory służące do obliczeń stanu granicznego użyteczności (zarysowanie węzła). Natomiast Kordina nie precyzuje, jaki jest graniczny stopień zbrojenia rygła. Wnioskować z tego można, że przy właściwym wykonaniu zbrojenia (zgodnie zaleceniami opisanymi wcześniej) zniszczenie nigdy nie nastąpi w obrębie węzła. Czkwianianc [7] we wnioskach ze swoich badań podaje, że zniszczenie węzła w wyniku zmiężdżenia krzyżulca ściskanego nastąpi, gdy naprężenia ścinające od obciążenia rygła na krawędzi rygiel - słup przekroczą $0.45 \div 0.50 \sqrt{f_{c,cube}}$. Wzór ten wydaje się być przybliżony, gdyż nośność węzła uzależniona jest jedynie od siły tnącej w ryglu oraz jego wymiarów poprzecznych. Zgodnie z takim podejściem, niezależnie od wymiarów poprzecznych słupa, zniszczenie węzła nastąpi przy takim samym poziomie obciążenia rygła, ponieważ wpływ tych wymiarów nie jest w tym wzorze uwzględniony.

Nośność i odkształcalność węzła powiązana jest również z dwoma czynnikami dotyczącymi słupów, a mianowicie: siłą normalną i stopniem zbrojenia tych elementów. Wielkość siły normalnej wpływa w zdecydowany sposób na nośność i parametr ten jest uwzględniony w większości badań, jednak jego wpływ w jednoznaczny sposób przedstawiony jest tylko u Taylora i Hoekstry, poprzez uwzględnienie go w odpowiednich wzorach. Kordina na

rozwiązanie, ale w przypadku słabo zbrojonych elementów prowadzi do unfounded complications in construction.

In Czkwianianc's research the area of additional reinforcement in the joint (horizontal stirrups, inclined bars) was adopted conforming to Kordina's recommendations. For this reason, Czkwianianc gives only information that such reinforcement should be used, but does not precise its quantity and its distribution. Contrary to Kordina's recommendations he is however of the opinion that beam and column reinforcement should result from statics calculations exclusively and that no additional reinforcement of the lower or the upper floor column is necessary as well as that of beam. Only in case of differing reinforcement in columns above and below the beam additional reinforcement (resulting exclusively from statics calculations) is best detailed in the form of half-loops reinforcing upper and lower part of column respectively.

Taylor and Hoekstra present formulas for the limit reinforcement ratio in beam. On exceeding it, the failure of element will follow as the result of joint failure and not by plasticisation of beam reinforcement. In the proposed formula for joint capacity (as well as in recommendations concerning the detailing of reinforcement), Taylor neglects entirely the influence of horizontal stirrups. Hoekstra, on the other hand, in the formula for joint capacity allows for additional horizontal reinforcement, but does not define its quantity and detailing. He makes, however, the remark that his formula should be used only when the ratio of beam to column depth (h_b/h_c) is about 1.5. The Authors mentioned above are presenting at the same time formulas for calculation of serviceability limit state (crack formation in the joint). Kordina, however does not determine the limit reinforcement ratio of the beam. From the above it could be deduced that the failure will never occur in joint area, provided the reinforcement is properly detailed (according to recommendations described earlier). In the conclusions of his research, Czkwianianc [7] mentions that failure of the joint resulting from crushing of the cross-strut will occur when the shear stress due to beam load exceeds $0.45 \div 0.50 \sqrt{f_{c,cube}}$ at the beam-column face. This formula seems to be approximate, since the joint capacity depends here only on shear force in beam and on beam cross-section. According to this approach, independent of the cross-sectional dimensions of column, the failure of the joint shall occur always at the same level of beam load, as the influence of column dimensions is not taken into consideration in this formula.

Load capacity and deformability of the joint are also connected with two factors concerning the columns, namely: the normal force and reinforcement ratio in these elements. The magnitude of normal force is decidedly influencing load capacity and this parameter is taken into account in the majority of investigations. Its influence is presented in unique way only by Taylor and Hoekstra, only by including it in appropriate formulae. In the schemes of joint reinforcement presented by Kordina, the quantity of additional reinforcement (stirrups, inclined bars) depends only on cross-sectional area of beam rein-

zaprezentowanych schematach zbrojenia węzła uzależnia ilość dodatkowego zbrojenia (strzemiona, pręty ukośne) jedynie od pola powierzchni zbrojenia rygla, jak również od wymiarów poprzecznych rygla i słupa oraz od wielkości momentu zginającego w tych elementach, pomijając całkowicie wpływ siły normalnej oraz stopnia zbrojenia słupów. Czkwianianc podaje, że siła normalna będzie miała pewien wpływ na nośność jedynie krzyżulca ściskającego tworzącego się w węźle i te dodatkowe naprężenia powinny być uwzględnione przy obliczeniach granicznych naprężeń ścinających w ryglu w licu słupa. Scott we wnioskach przedstawia jedynie informację, że siła normalna wywiera pewien wpływ na nośność węzła.

Prawie we wszystkich badaniach nośność słupów została wyliczona z uwzględnieniem wzrostu siły normalnej w dolnej gałęzi słupa w wyniku obciążenia rygla. Jednak zawsze dodatkowe zbrojenie wprowadzone z rygla (Taylor, Hoekstra, Kordina, Czkwianianc, Scott), bądź znajdujące się w słupie dolnej kondygnacji, w wyniku zastosowania zbrojenia uzupełniającego (Kordina), zostało pominięte w obliczeniach nośności tego elementu. Różna siła normalna oraz zróżnicowane ukształtowanie zbrojenia w przekrojach poniżej i powyżej rygla oddziałują również na odkształcenia słupów. W większości przypadków to oddziaływanie również pomijano lub w sposób uproszczony przyjmowano jego wpływ.

Przy jednakowym zbrojeniu na całej długości słupa w postaci czterech prętów umieszczonych w narożach (układ podstawowy we wszystkich badaniach) w wyniku wzrostu siły normalnej w słupie dolnej kondygnacji, jego nośność zdecydowanie wzrasta, a przyrost ten może wynieść od kilku do kilkuset procent. Ponadto w żadnych badaniach przy tradycyjnym zbrojeniu rygla nie uwzględniono w obliczeniach nośności dodatkowego zbrojenia wprowadzonego w słup dolnej kondygnacji, a zbrojenie to zwiększa w strefie rozciąganej podstawowe zbrojenie nawet o ponad 100%. Dwa parametry, a mianowicie siła normalna oraz dodatkowe zbrojenie powodują nie tylko zdecydowany wzrost nośności, ale również sztywności. Różnica sztywności między słupem górnym i dolnym w przypadku elementów statycznie wyznaczalnych powodować będzie przemieszczanie punktu leżącego w miejscu przecięcia osi geometrycznych słupa i rygla, a na wykresie przemieszczeń brak symetrii między słupem górnej i dolnej kondygnacji - na to zjawisko zwrócił uwagę Czkwianianc [7]. Na rys. 3 przedstawiono wykresy przemieszczeń prętów modelu statycznie wyznaczalnego przy różnych sztywnościach górnej i dolnej gałęzi słupa.

Ta różnica sztywności między poszczególnymi przekrojami słupów prowadzić będzie do większych odkształceń górnej gałęzi w porównaniu do dolnej gałęzi słupa, mimo obciążenia ich identycznym momentem zginającym. W wyniku przemieszczenia osi geometrycznej wzrastać będzie mimośród przyłożenia siły normalnej do górnej gałęzi słupa. Prowadzić to może do przedwczesnego zniszczenia słupa górnej kondygnacji w strefie przywęzłowej na skutek zmiżdżenia betonu.

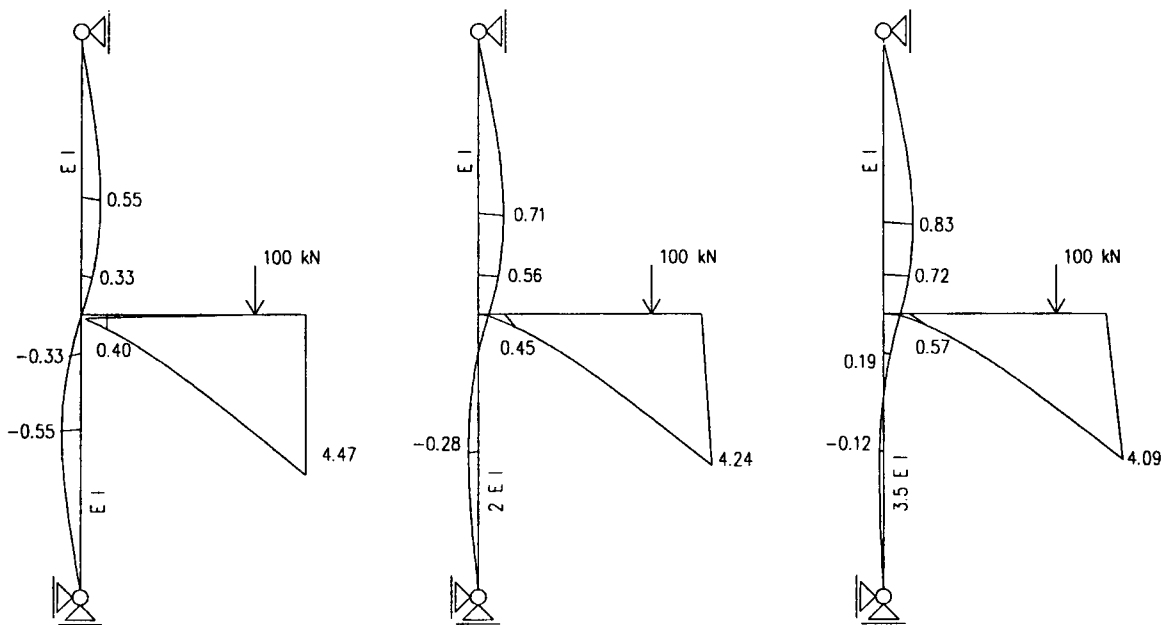
forcement, cross-sectional dimensions of beam and column and the magnitude of bending moment in these elements, neglecting entirely the influence of normal force and reinforcement ratio in columns. Czkwianianc mentions that normal force shall exert certain influence only on the capacity of the cross-strut forming in the joint and these additional stresses should be taken into account in calculation of limit shear stresses in the beam, at column face. In his conclusions Scott presents only information that normal force exerts certain influence on joint capacity.

In almost all investigations column capacity was calculated making allowance for the increase of normal force in the lower floor part of column due to beam load. However, the additional reinforcement extended from the beam (Taylor, Hoekstra, Kordina, Czkwianianc, Scott) or present in lower floor column as the result of additional reinforcement (Kordina) was always neglected in calculations of capacity of this element.

Different normal forces and different reinforcement details in cross-sections below and above the beam are also affecting column deformations. In the majority of cases this influence was neglected or treated in simplified way.

With equal reinforcement along the entire column length in form of four bars placed at the corners (the basic form in all investigations) its capacity increases appreciably as the result of the increase of normal force; this increase can amount to several hundred percent. Apart from this, with the traditional beam reinforcement, additional reinforcement introduced into the lower floor column was neglected in all investigations, and this reinforcement can increase the basic reinforcement in the tension zone by even more than 100%. Two parameters: normal force and additional reinforcement cause not only appreciable increase of capacity, but also of stiffness. In case of statically determinate elements, the difference in stiffness between upper and lower floor columns will cause a shift of the point placed at the intersection of geometric axes of column and beam as well as create lack of symmetry between upper and lower floor columns in the displacement diagram - Czkwianianc [7] drew attention to this phenomenon. Displacement diagrams of bars in a statically determinate model at different stiffnesses of upper and lower floor columns are shown in Fig. 3.

This difference in stiffness between the individual column cross-sections will lead to greater deformations of the upper part of column in comparison with the lower part, despite that they are subjected to identical bending moment. As the result of the displacement of the geometrical axis, the eccentricity of the application of the normal force to the upper part of the column shall be increased. This may lead to the premature failure of the upper floor column in the connection zone, due to concrete crushing.



Rys. 1.3. Wykresy przemieszczeń - wpływ sztywności prętów
Fig. 1.3. Displacement diagrams - influence of bar stiffness

Pewien wpływ na wyniki badań może mieć również sposób obciążania elementu. W przypadku dwóch niezależnych sił umieszczonych w osi słupa górnej kondygnacji oraz na ryglu istnieją trzy podstawowe kombinacje obciążeń:

- 1) siła w osi słupa w trakcie całego badania zmienia się, ale pozostaje w ustalonych wcześniej proporcjach do obciążenia rygla, np. 1:1, 2:1, 3:1 itp. (Kordina),
- 2) siła w osi słupa w trakcie całego badania pozostaje w stałej proporcji do obciążenia rygla, np. 1:5 (Hoekstra),
- 3) siła w osi słupa jest stała podczas całego badania, a przyrasta jedynie obciążenie rygla (Taylor, Scott, Czkwianianc).

Pierwszy schemat jest zbliżony do rzeczywistych warunków obciążenia elementów w konstrukcji, gdzie zarówno wielkość siły normalnej w słupie jak i obciążenie rygla może ulegać zmianom. Jednak interpretacja wyników badań przy takim schemacie obciążenia może być kłopotliwa lub wręcz w pewnych sytuacjach niemożliwa. Trudno bowiem określić jaki wpływ na nośność elementów ma historia obciążenia, a także od jakiej proporcji sił należy rozpocząć badanie 1:10 czy np. 1:1, i przy jakiej zakończyć, ponieważ zastosowanie całego przedziału dla jednego elementu nie wydaje się uzasadnione.

Drugi schemat obciążenia zastosowany przez Hoekstrę stanowi zawężenie typu pierwszego do jednej ustalonej proporcji sił. Oznacza to, że w wyniku eksperymentu otrzymamy informacje tylko dla określonego jednego układu N - M. Sytuacja taka w rzeczywistym obiekcie budowlanym raczej występować nie może, gdyż w wyniku postępu budowy siła normalna w słupie będzie wzrastać a moment zginający pozostanie przez pewien czas na jednakowym poziomie, a dopiero w fazie wykończeniowej budynku moment zginający może przyrastać proporcjonalnie do siły normalnej w słupie. Najbardziej zbliżony do warunków rzeczywistych wydaje się być schemat trzeci. Siła normalna w słupie pozostaje na niezmiennym poziomie, natomiast moment zginający zmienia się. Wymaga to jednak zbadania elementów z różną siłą normalną w słupie górnej kondygnacji jak to zostało wykonane w badaniach Taylora, Czkwianianca oraz Scotta.

Some influence on test results may have the way of loading the element. In case of two independent forces situated: one along the upper column axis and the other on the beam, three basic combinations of loading exist:

- 1) force along column axis does change in course of the entire test, but remains in proportions (fixed earlier) to beam load, e.g. 1:1, 2:1, 3:1, etc. (Kordina),
- 2) Force along column axis remains in a fixed proportion to beam load during the whole test e.g. 1:5 (Hoekstra),
- 3) force along column axis remains constant during the entire test, only the beam load is increasing (Taylor, Scott, Czkwianianc).

First scheme is approximating the real conditions of loading in a structure, where both the magnitude of the normal force in column and the load on the beam can vary. But the interpretation of research results when applying this loading scheme can be difficult and in some situations - impossible. It is difficult to determine: 1) - the influence of loading history on the capacity of element, 2) - from which proportion of forces should the investigation start: 1:10 or e.g. 1:1 and 3) - at which proportion to stop, as the application of the whole loading range does not seem well founded for one element.

The second loading scheme, applied by Hoekstra, constitutes a limitation of the first type to a single, determined proportion of forces. This means that - as the result of the experiment - information will be obtained on a single specified configuration N - M only. A situation like this is rather unlikely in a real building object, since during the progress of building erection the normal force in the column will increase and bending moment will remain for a longer time constant and only during the finishing phase the bending moment could rise in proportion to the normal force in column.

The third scheme seems to be nearest to real conditions: the normal force in the column remains at a constant level, but the bending moment varies. This requires, however, testing the elements applying varying normal force to the upper floor column, as in investigations by Taylor, Czkwianianc and Scott.

2. PROGRAM BADAŃ

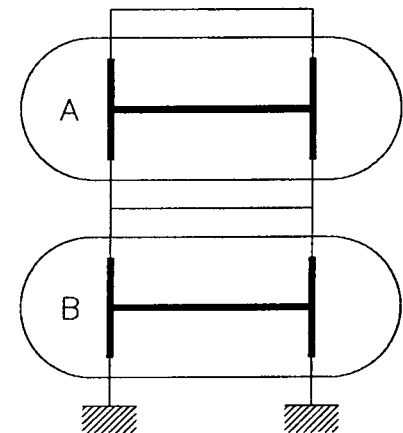
2.1. Dane ogólne

Badania obejmowały cztery serie elementów. Jako element badawczy przyjęto statycznie niewyznaczalną ramę w kształcie litery H.

Założono dwie wielkości siły normalnej w słupie górnej kondygnacji (rys. 2.1):

- typ A, z niewielką siłą normalną obciążającą słup
- typ B, z większą siłą normalną obciążającą słup.

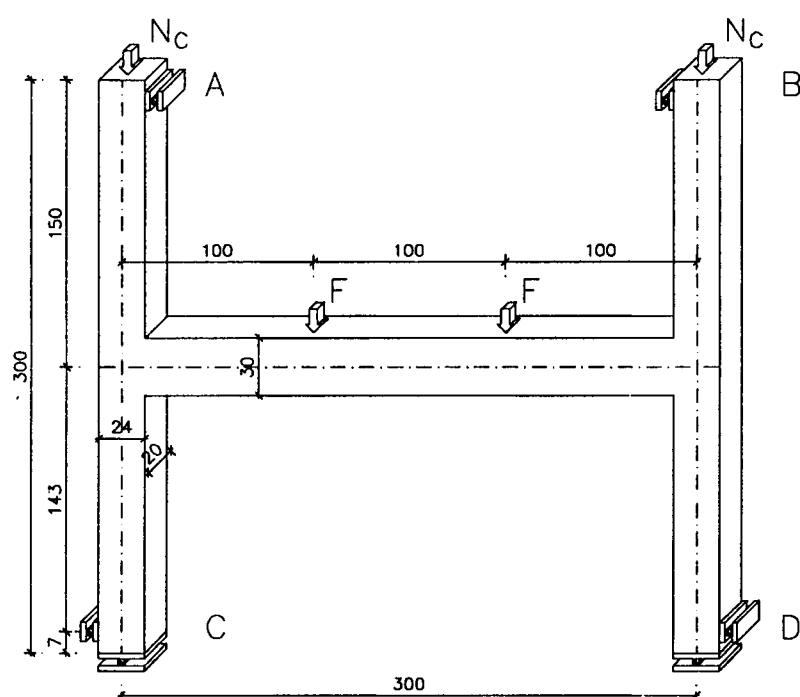
Rys. 2.1. Rzeczywista konstrukcja i modele badawcze - schemat
Fig. 2.1. Real structure and research model - schematic drawing



Ogółem zbadano dwanaście elementów, dla których parametrami zmiennymi były:

- projektowana wytrzymałość betonu $f_{c,cube}=35\text{MPa}$ oraz $f_{c,cube}=90\text{MPa}$,
- stopień zbrojenia rygla w przekroju przywęzłowym $\rho=0.0114$, $\rho=0.0149$, $\rho=0.0290$,
- ukształtowanie i ilość zbrojenia dodatkowego w węzle elementu,
- siła normalna w słupie.

Schemat statyczny elementu oraz miejsca przyłożenia obciążeń i wymiary geometryczne przedstawiono na rys. 2.2, natomiast na rys. 2.3 pokazano wielkości sił wewnętrznych wyznaczone dla rozkładu liniowo sprężystego. Na rysunku tym podano również wartości momentów zginających na krawędziach połączeń rygiel-węzeł-słup.



Rys. 2.2. Element badawczy - wymiary, sposób podparcia i obciążenia

Rys. 2.2. Tested element - dimensions, supports, loads

2. PROGRAM OF TESTS

2.1. General data

Investigations comprised four series of elements. Statically indeterminate H-shaped frame was chosen as the first research element to be tested.

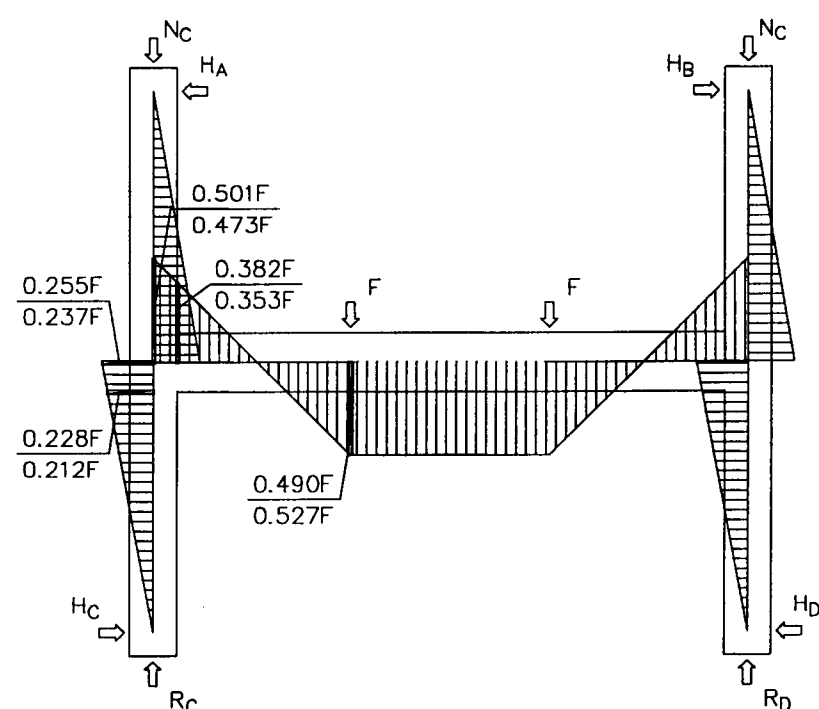
Two values of the normal force in upper floor column were adopted (Fig. 2.1):

- type A, with a small normal force acting on the column
- type B, with a greater force acting on the column.

Twelve elements were tested; in all the variable parameters were:

- design strength of concrete $f_{c,cube}=35\text{MPa}$ and $f_{c,cube}=90\text{MPa}$,
- beam reinforcement ratio in support section $\rho=0.0114$, $\rho=0.0149$, $\rho=0.0290$,
- detailing and amount of additional reinforcement in element joint,
- normal force in column.

Static scheme of the element, positions of application of loads and geometrical dimensions are shown in Fig. 2.2; in Fig. 2.3 are presented the values of internal forces determined for the linear-elastic distribution. In the same drawing are also shown the values of bending moments at the faces of joint of beam-column.



Rys. 2.3. Wielkości statyczne dla stanu sprężystego

Rys. 2.3. Static magnitudes for the elastic state

2.2. Elementy badawcze

2.2.1. Zbrojenie

We wszystkich elementach zbrojenie główne rygła ukształtowano w postaci pętli. W elementach serii I, II, III nośność rygła w przekroju przywęzłowym i w przęśle była tak dobrana by odpowiadała sprężystemu rozkładowi momentów.

Pole powierzchni zbrojenia słupów zostało wyliczone biorąc za podstawę nośność rygła i tak dobrane, by przy uwzględnieniu zmiany wielkości siły normalnej w przekroju powyżej i poniżej rygła, nośność górnej i dolnej gałęzi słupa w przekroju przywęzłowym odpowiadała wielkościom statycznym wyznaczonym przy założeniu sprężystej pracy całego elementu badawczego. Przy takich założeniach zbrojenie słupów składało się z czterech prętów podstawowych umieszczonych w narożach i ewentualnie dodatkowych pętli wzmacniających w miarę konieczności odpowiednio górną, bądź także dolną gałąź słupa.

W przekrojach przywęzłowych jednego elementu serii III zastosowano różne średnice zbrojenia głównego przy zbliżonym stopniu zbrojenia węzła prawego i lewego. Zbrojenie w węźle lewym wykonano jako typowe pętle składające się z 4 prętów $\varnothing 16$ ($\rho=0.0149$), również zbrojenie przęśla nie różniło się od zbrojenia standardowego, natomiast w węźle prawym zastosowano 7 prętów $\varnothing 12$ ($\rho=0.01477$). Połączenie prętów $\varnothing 12$ oraz $\varnothing 16$ wykonano w ryglu w przekroju przywęzłowym w strefie ściskanej jako spawane na zakład. W elementach serii IV stopień zbrojenia rygła w przekrojach przywęzłowym oraz w przęśle był jednakowy i wynosił 0.0290, a więc nie odpowiadał sprężystemu rozkładowi momentów.

W prawym węźle elementów serii I oraz II zastosowano dodatkowo zbrojenie ukośne zalecone przez Kordinę [3]. Pole powierzchni tego zbrojenia stanowiło połowę pola powierzchni zbrojenia rygła w przekroju przywęzłowym, co przy zbrojeniu rygła czterema prętami odpowiadało zawsze dwóm prętom ukośnym o średnicy zgodnej ze średnicą zbrojenia głównego. We wszystkich elementach zastosowano dodatkowo do zbrojenia węzła poziomymi strzemionami zamkniętymi lub otwartymi. W elementach serii I i II, to dodatkowe zbrojenie węzła wykonano z prętów $\varnothing 8$ w postaci strzemion zamkniętych. Sumaryczny przekrój tego zbrojenia dla każdego węzła równy był zawsze połowie pola powierzchni zbrojenia głównego rygła w węźle. Były to trzy ($A_s=3,00\text{cm}^2$) lub cztery ($A_s=4,00\text{cm}^2$) strzemiona $\varnothing 8$ przy stopniu zbrojenia rygła odpowiednio 0,0114 oraz 0,0149. Pozostałe elementy (seria III oraz IV) nie posiadały zbrojenia ukośnego w węźle prawym ani lewym, a zbrojenie dodatkowe węzła ukształtowano w postaci poziomych strzemion zamkniętych lub otwartych, które w jednym elemencie różniły się kształtem lub sumarycznym polem przekroju.

Schemat zbrojenia elementów przedstawiono na rys.2.4, natomiast podstawowe informacje o zbrojeniu i zastosowanych średnicach w tablicy 2.1.

2.2. Test elements

2.2.1. Reinforcement

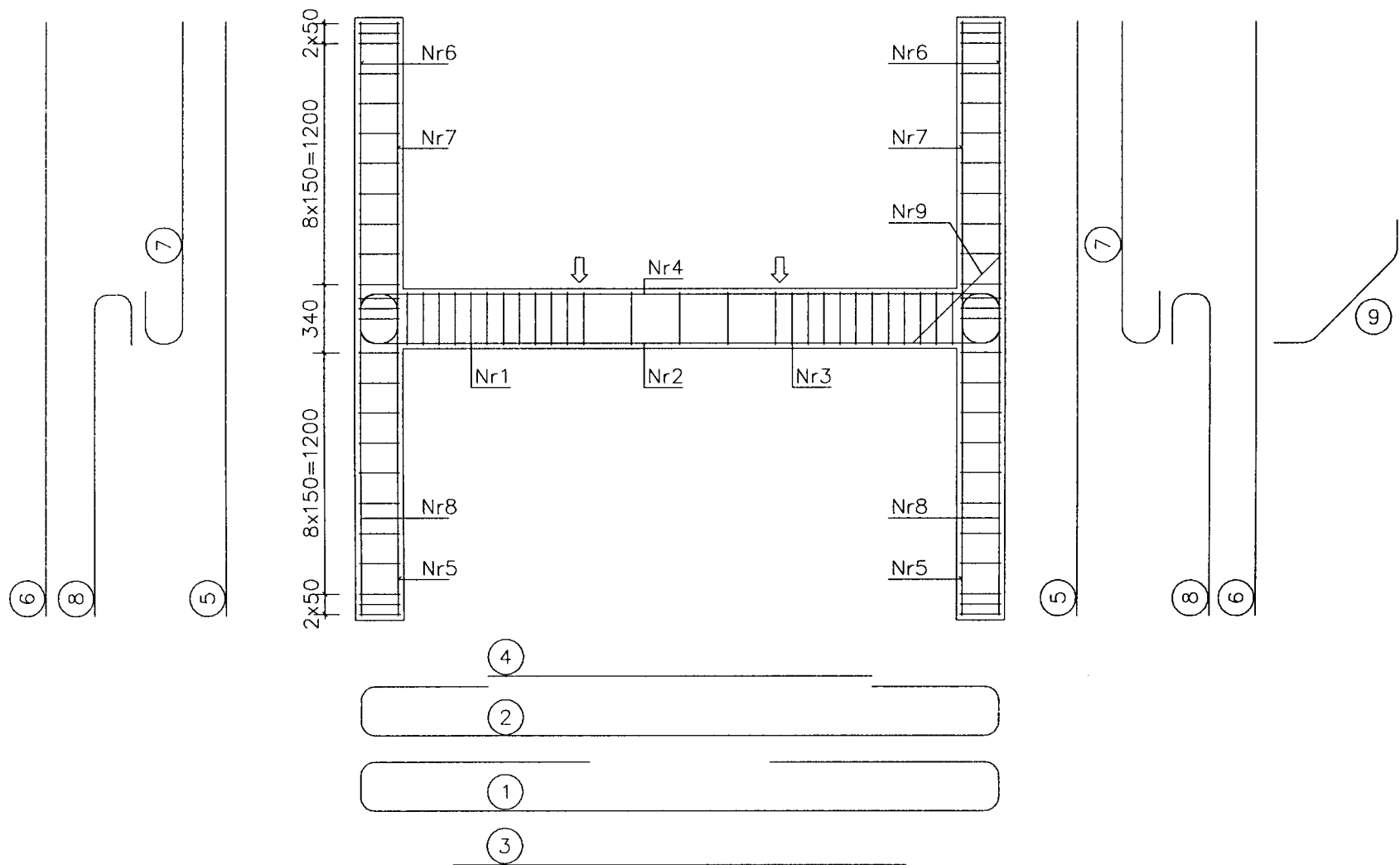
In all elements the main reinforcement of beam was detailed in shape of loops. In series I, II and III elements, the beam capacity in the joint cross-section and in span was chosen so, as to correspond to the elastic distribution of moments.

Columns reinforcement area was calculated taking beam capacity as the basis. Taking account of the change in normal force above and below the beam it was chosen so as to make the capacities of the upper and lower parts of column correspond to static values determined assuming elastic behaviour of the entire test element. Following these assumptions, the reinforcement consisted of four basic bars placed at the corners and - if needed - additional loops reinforcing the top and also the bottom part of the column respectively.

At joint sections of one element in series III, different diameters of main bars were used maintaining the reinforcement ratio similar between the left-hand and the right-hand joints. Reinforcement of the left-hand joint was detailed as typical loops of $4\varnothing 16$ bars ($\rho=0.0149$). Also the reinforcement of the span did not differ from standard reinforcement, but in right-hand joint $7\varnothing 12$ bars ($\rho=0.01477$) were used. Connections between $\varnothing 12$ and $\varnothing 16$ bars in the beam were carried out as lapped and welded joints in the compressed part of the support zone. In series IV elements reinforcement ratio in support cross-sections and in span was the same (0.0290) and therefore did not correspond to the elastic distribution of bending moments.

In right-hand joints of series I and II elements, additional inclined reinforcement was placed, recommended by Kordina [3]. The area of this reinforcement was one-half of the area of beam reinforcement in joint cross-section. When beam reinforcement consisted of four bars, this corresponded always to two inclined bars of diameter equal to that of the main bars. In all elements was placed additional reinforcing of the joint by using horizontal stirrups (closed or open). In series I and II elements this additional reinforcement of the joint was placed closed stirrups of $\varnothing 8$ bars. The total area of this reinforcement in every joint was always equal to one-half of main beam reinforcement at that joint. There were three or four stirrups of $\varnothing 8$ bars ($A_s=3.00\text{cm}^2$ or $A_s=4.00\text{cm}^2$ respectively), at beam reinforcement ratios of 0.0114 and 0.0149 respectively. The remaining elements (series III and IV) did not have any inclined reinforcement in either right-hand or in the left-hand side joints and the additional reinforcement of the joint was detailed in the shape of horizontal, closed or open stirrups. In one element the stirrups differed in shape or in total cross-sectional area.

Schematic drawing of element reinforcement is shown in Fig. 2.4 and basic information on reinforcement and bar diameters used is presented in Table 2.1.



Rys. 2.4. Układ zbrojenia w elementach serii I, II, III oraz IV
 Rys. 2.4. Arrangement of reinforcement in elements series I, II, III, and IV

Tablica 2.1. Zbrojenie elementów
 Table 2.1 Reinforcement of elements

Seria Series	Lp. No type	Element Element	Rygiel Beam		Słup Column		Węzeł Joint	
			Przęsło Span	Podpora Support	Górny Upper	Dolny Lower	Lewy Left - hand	Prawy Right - Hand
			pręty nr 1+2+3 bars no 1+2+3	pręty nr 1+2 bars no 1+2	pręty nr 5+7 bars no 5+7	pręty nr 6+8 bars no 6+8	Strzemiona Links	Strzemiona Links
I	1	R-A 35/1	2Ø14+2Ø14+1Ø16	2Ø14+2Ø14	2Ø14+1Ø12	2Ø12	3Ø8	3Ø8+(2Ø14) ¹⁾
	2	R-A 35/2	2Ø16+2Ø16+1Ø20	2Ø16+2Ø16	2Ø16+1Ø16	2Ø14+1Ø10	4Ø8	4Ø8+(2Ø16) ¹⁾
	3	R-A 90/1	2Ø14+2Ø14+1Ø16	2Ø14+2Ø14	2Ø12+1Ø16	2Ø12	3Ø8	3Ø8+(2Ø14) ¹⁾
	4	R-A 90/2	2Ø16+2Ø16+1Ø18	2Ø16+2Ø16	2Ø16+1Ø14	2Ø14	4Ø8	4Ø8+(2Ø16) ¹⁾
II	5	R-B 35/1	2Ø14+2Ø14+1Ø16	2Ø14+2Ø14	2Ø12+1Ø10	2Ø10	3Ø8	3Ø8+(2Ø14) ¹⁾
	6	R-B 35/2	2Ø16+2Ø16+1Ø20	2Ø16+2Ø16	2Ø14+1Ø14	2Ø12+1Ø10	4Ø8	4Ø8+(2Ø16) ¹⁾
	7	R-B 90/1	2Ø14+2Ø14+1Ø18	2Ø14+2Ø14	2Ø10+1Ø16	2Ø10	3Ø8	3Ø8+(2Ø14) ¹⁾
	8	R-B 90/2	2Ø16+2Ø16+1Ø18	2Ø16+2Ø16	2Ø14+1Ø12	2Ø10	4Ø8	4Ø8+(2Ø16) ¹⁾
III	9	R-A 35/1a	2Ø14+2Ø14+1Ø16	2Ø14+2Ø14	2Ø14+1Ø12	2Ø12	4Ø6 ²⁾	4Ø8 ³⁾
	10	R-A 35/2a	2Ø16+2Ø16+1Ø20	2Ø16+2Ø16 ⁴⁾	2Ø14+2Ø14	2Ø12+1Ø16	4Ø6	4Ø6
IV	11	R-A 35/3	2Ø22+2Ø22	2Ø22+2Ø22	3Ø22	2Ø20+1Ø12	4Ø6	4Ø6
	12	R-A 90/3	2Ø22+2Ø22	2Ø22+2Ø22	3Ø22	2Ø20+1Ø12	3Ø8	2x4Ø6 ⁵⁾

- | | |
|-------------------------|-------------------------|
| 1) pręty ukośne Nr 9 | 1) inclined bars No 9 |
| 2) strzemiona zamknięte | 2) closed stirrups |
| 3) pętle otwarte | 3) open loops |
| 4) strona prawa 7Ø12 | 4) right-hand side 7Ø12 |
| 5) strzemiona podwójne | 5) double stirrups |

2.2.2. Oznaczenie elementów

W pracy tej oznaczenie elementu zawiera następujące informacje:

- wielkość siły normalnej w słupie
 - A $N_c=50\text{kN}$
 - B $N_c=200\text{kN}$
- projektowana wytrzymałość betonu
 - 35 $f_{c, \text{cube}}=35\text{MPa}$
 - 90 $f_{c, \text{cube}}=90\text{MPa}$
- stopień zbrojenia elementu w przekroju przywęzłowym
 - 1 $\rho=0,0114$ (4Ø14)
 - 2 $\rho=0,0149$ (4Ø16)
 - 3 $\rho=0,0290$ (4Ø22)

Zgodnie z taką terminologią np. zapis R-B 35/2 oznacza element wykonany z betonu o projektowanej wytrzymałości $f_{c, \text{cube}}=35\text{MPa}$, ze zbrojeniem podstawowym rygla w postaci 4 prętów Ø16 oraz z siłą normalną o wartości $N_c=200\text{kN}$ obciążającą górną gałąź słupa.

2.2.3. Wykonanie elementów

Elementy betonowano w pozycji poziomej w specjalnie do tego celu przygotowanej formie stalowej. Beton przygotowano w betoniarni wolnospadowej o pojemności $0,15\text{m}^3$. Wymagało to wykonania czterech zarobów do zabetonowania całego elementu i przygotowania próbek do badań wytrzymałościowych. Z każdego zarobu pobierano beton do próbek sześciennych i walcowych. Beton w elementach i próbkach zagęszczono wibratorem wgłębnym firmy TREMIX typ M 2.0 (buława ED 50 o częstotliwości 200Hz).

Elementy i próbki rozformowywano po około 48 godzinach, a przez okres 4 dni od daty betonowania, utrzymywano beton w stanie wilgotnym. Do chwili badania elementy i próbki przechowywane były na hali do badań wytrzymałościowych.

2.3. Materiały

2.3.1. Stal zbrojeniowa

Zbrojenie główne elementów wykonano ze stali 34GS. Zastosowano następujące średnice: 10, 12, 14, 16, 18, 20 oraz 22mm. Strzemiona w ryglu, w słupach oraz w węźle elementu wykonano również ze stali żebrowanej, stosując w tym przypadku średnice 6 mm (stal St3SY) oraz 8 i 10mm (stal 34 GS). Podczas przygotowywania zbrojenia elementów pobierano losowo z różnych prętów próbki do badań wytrzymałościowych. Probki te zostały przygotowane i zbadane w zmodernizowanej maszynie wytrzymałościowej typu UFP 400, sterowanej komputerowo. Badania wykonano zgodnie z normą PN EN 10002-1+AC1.

2.3.2. Beton

Do wykonania mieszanek betonowych użyto cementu portlandzkiego CEM I 42,5. W mieszanekach betonowych stosowano piasek kopalniany płukany oraz kruszywa żwirowe sortowane. Ze względów wytrzymałościowych przyjęto dwa składy mieszanek betonowych różniące się

2.2.2. Marking of elements

In this paper marking element contains following information:

- the magnitude of normal force in column
 - A $N_c=50\text{kN}$
 - B $N_c=200\text{kN}$
- design strength of concrete
 - 35 $f_{c, \text{cube}}=35\text{MPa}$
 - 90 $f_{c, \text{cube}}=90\text{MPa}$
- element reinforcement ratio in support cross-section
 - 1 $\rho=0.0114$ (4Ø14)
 - 2 $\rho=0.0149$ (4Ø16)
 - 3 $\rho=0.0290$ (4Ø22)

According to this marking, e.g. R-B 35/2, means an element of $f_{c, \text{cube}}=35\text{MPa}$ design strength concrete, reinforced by 4Ø16 bars with a normal force of $N_c=200\text{kN}$ loading the upper column segment.

2.2.3. Casting the elements

Elements were cast in horizontal position in a specially prepared steel form. Concrete was prepared in a mixer of 0.15m^3 capacity. This required three batches to be made for concreting one element and preparing samples for strength tests. From each batch, concrete was taken for cube and cylindrical samples. Concrete in the element and samples was compacted using immersion vibrator TREMIX M 2.0 (with an ED 50 head of 200Hz frequency).

Forms were struck after 48 hrs, and for 4 days after date of concreting the concrete was sprinkled with water. Up to the time of testing, elements and samples were stored in the strength testing hall.

2.3. Materials

2.3.1. Reinforcing steel

Main reinforcement of elements was of 34GS steel. Following diameters have been used: 10, 12, 14, 16, 18, 20 and 22mm. Stirrups in beam, columns and in joint of element were made of ribbed bars, using 6mm diameter (St3SY steel), as well as 8 and 10mm diameters (34GS steel). While preparing element reinforcement, samples for strength tests purposes were taken at random from bars of various diameters. The samples were prepared and tested in a modernised testing machine UFP 400 with electronic control. Tests were carried out according to PN EN 10002 - 1 + AC1 Standards.

2.3.2. Concrete

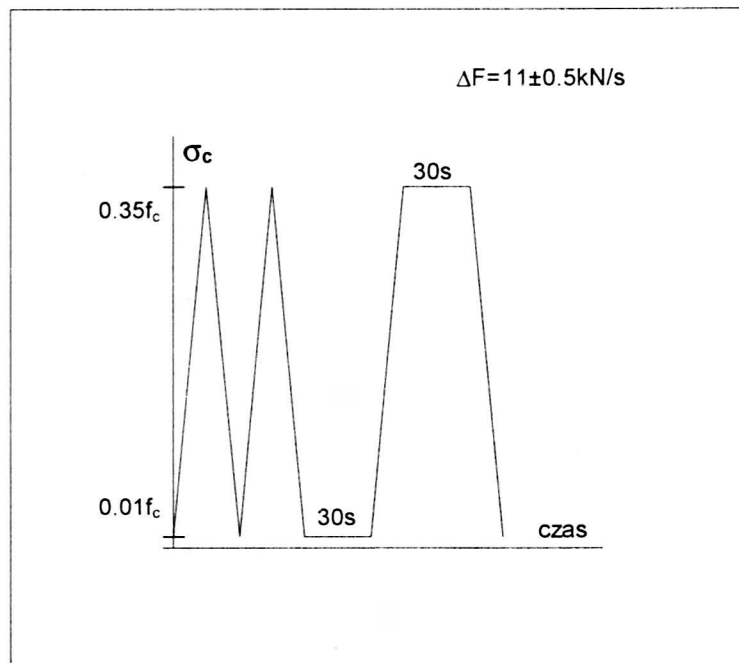
Portland cement CEM I 42.5, washed pit sand and sorted gravel were used in concrete mixes. In view of strength considerations, two concrete mixes were prepared differing a.a. by the quantity of cement and applied additives and admixtures. - Table 2.2.

między sobą m.in. ilością cementu oraz zastosowanymi dodatkami i domieszkami – tablica 2.2.

Tablica 2.2

Tablica 2.2

Składniki Components [kg/m ³]	Projektowana wytrzymałość betonu Design strength of concrete	
	35 MPa	90 MPa
żwir / gravel	1270	1340
piasek / sand	550	380
cement / cement	320	450
pył krzemionkowy silica fume	-	40
plastyfikator plasticiser	-	10
woda / water	190	160
w/c / w/c ratio	0.59	0.34



Rys. 2.5. Schemat obciążania próbek walcowych
Fig. 2.5. Loading scheme for cylindrical samples

Dla każdej partii betonu użytej do wykonania elementu określono wytrzymałość na ściskanie oraz wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu na kostkach sześciennych o boku 150mm. Badania modułu sprężystości dla betonu pobranego z każdego zarobu w zakresie $0.1+0.35f_c$ (rys. 2.5) wykonano wg DIN 1045 na walcach o średnicy 150mm i wysokości 300mm. Te same próbki walcowe po badaniach modułu służyły do określenia zależności σ - ϵ oraz do badań wytrzymałościowych.

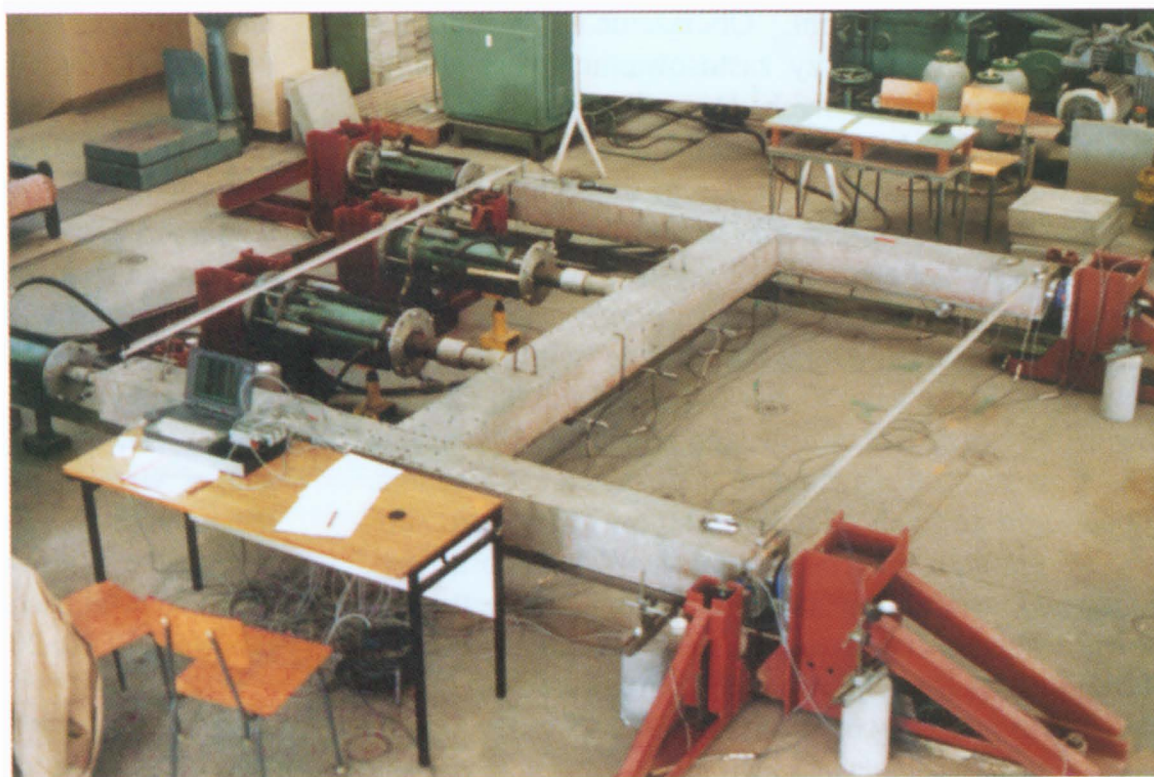
2.4. Stanowisko badawcze

Do badań przygotowano specjalne stanowisko badawcze ustawione na płycie wielkich sił. Element badany był w pozycji poziomej, a reakcje podporowe przekazywane były na stalowe kozły oporowe. Ogólny widok stanowiska badawczego pokazany został na rys. 2.6.

Compressive strength and tensile strength by splitting 150mm cube samples were carried out. For every concrete batch used in casting elements tests on modulus of elasticity in the range $0.1+0.35f_c$ (Fig. 2.5) taken from every batch of concrete were carried out according to DIN 1045 on cylindrical samples of 150mm dia. and 300mm height. After having carried out the modulus tests, the same cylindrical samples served to determine the σ - ϵ relation and for the purpose of strength tests.

2.4. Test stand

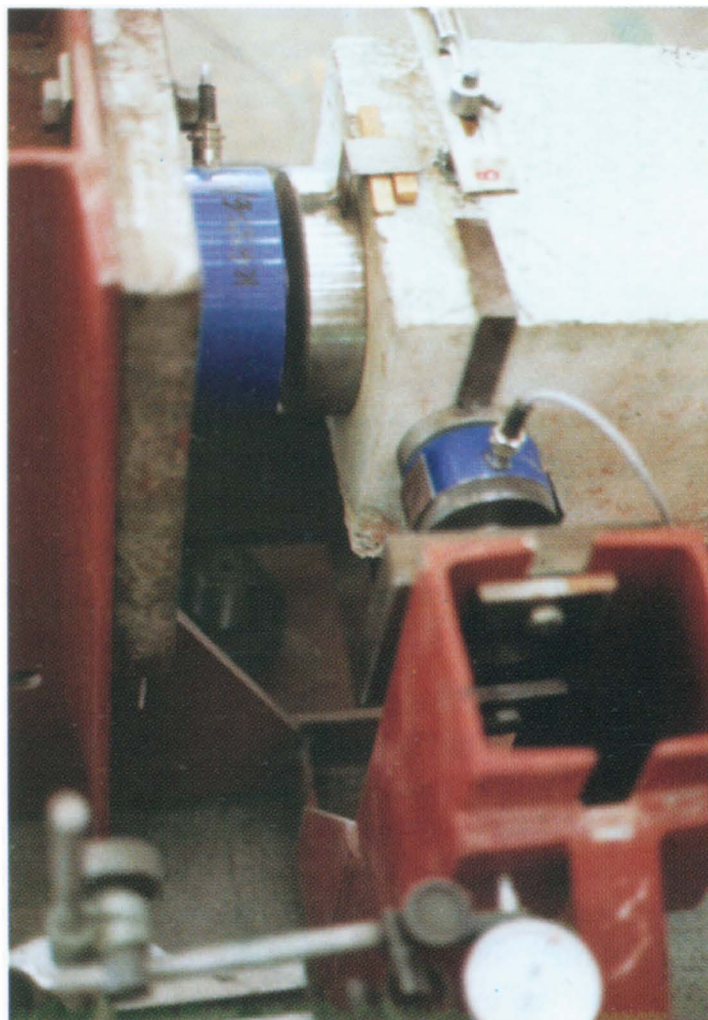
Special test stand was prepared on slab foundation for heavy loading. Elements were tested in horizontal position and support reactions were transmitted to steel buffer trestles. General view of the test stand is presented in Fig. 2.6.



Rys. 2.6. Stanowisko badawcze - widok ogólny
Rys. 2.6. Test stand - general view

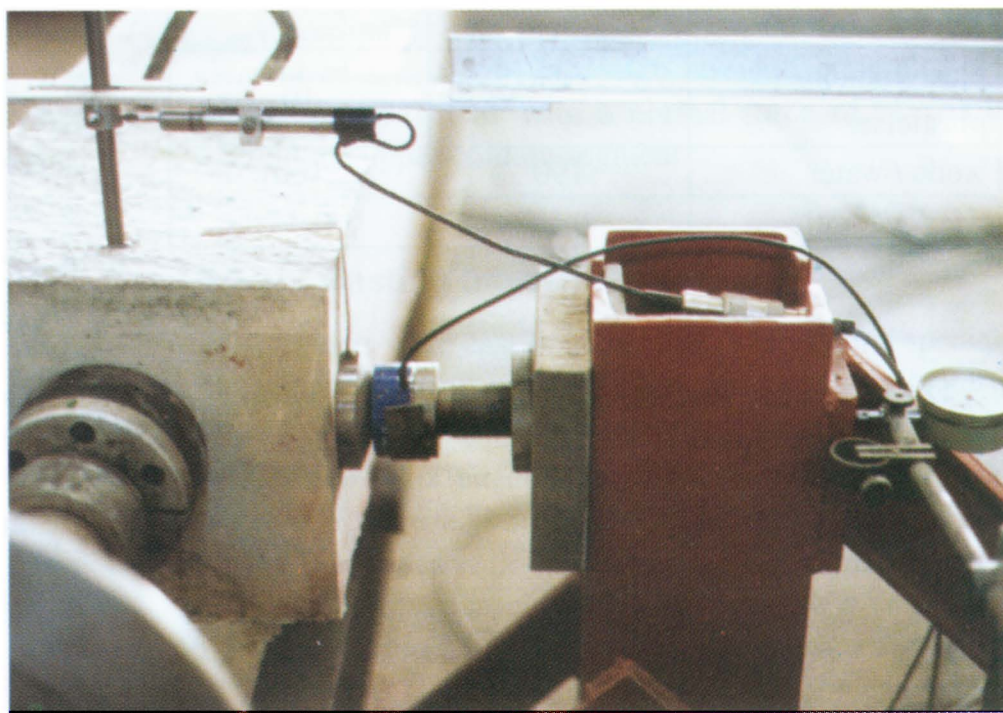
Ponieważ program badań obejmował pomiar reakcji poziomych i pionowych, wszystkie podpory wykonstruowano jako przegubowe. Zostało to zrealizowane poprzez zastosowanie specjalnie w tym celu zaprojektowanych łoż podporowych rys. 2.7 oraz 2.8.

As the test program included measurements of horizontal and vertical reactions, all buffers were designed as hinged. This was put into effect by specially built supporting beds (Figs 2.7. and 2.8.)



Rys. 2.7. Podpora D - pomiar reakcji pionowej i poziomej

Fig. 2.7. Support D - measurement of vertical and horizontal reactions



Rys. 2.8. Podpora B - pomiar reakcji poziomej i głowica siłownika

Fig. 2.8. Support B - measurement of horizontal reaction and hydraulic jack head

Poziome przemieszczenia ramy zostały wyeliminowane tylko w miejscach poziomych podpór słupów, natomiast słup na całej swojej wysokości mógł ulegać swobodnym przemieszczeniom. Obciążenie elementu badawczego realizowano przy zastosowaniu dwóch odrębnych układów hydraulicznych. Dwa siłowniki o zakresie 200kN podłączone do pierwszego układu realizowały obciążenie słupów siłą normalną. Drugi układ hydrauliczny obsługiwał dwa siłowniki o zakresie 400kN, przekazujące obciążenie na rygiel elementu. Wszystkie siłowniki zamocowane były do odrębnych koźłów oporowych. W pierwszym etapie obciążenie przykładano do górnych gałęzi słupów, do pełnej wielkości siły $N_C=50\text{kN}$ lub $N_C=200\text{kN}$ przewidzianej przy badaniu danego elementu. Obciążenie siłą N_C pozostawało niezmiennie podczas całego badania. Po obciążeniu górnych odcinków słupów mocowano siłomierze do pomiaru reakcji poziomych. W ten sposób wyeliminowano częściowo niedoskonałości geometryczne stanowiska badawczego i samego elementu. Następnie obciążano rygiel elementu siłami F , skokowo co 10, 20 lub 30kN.

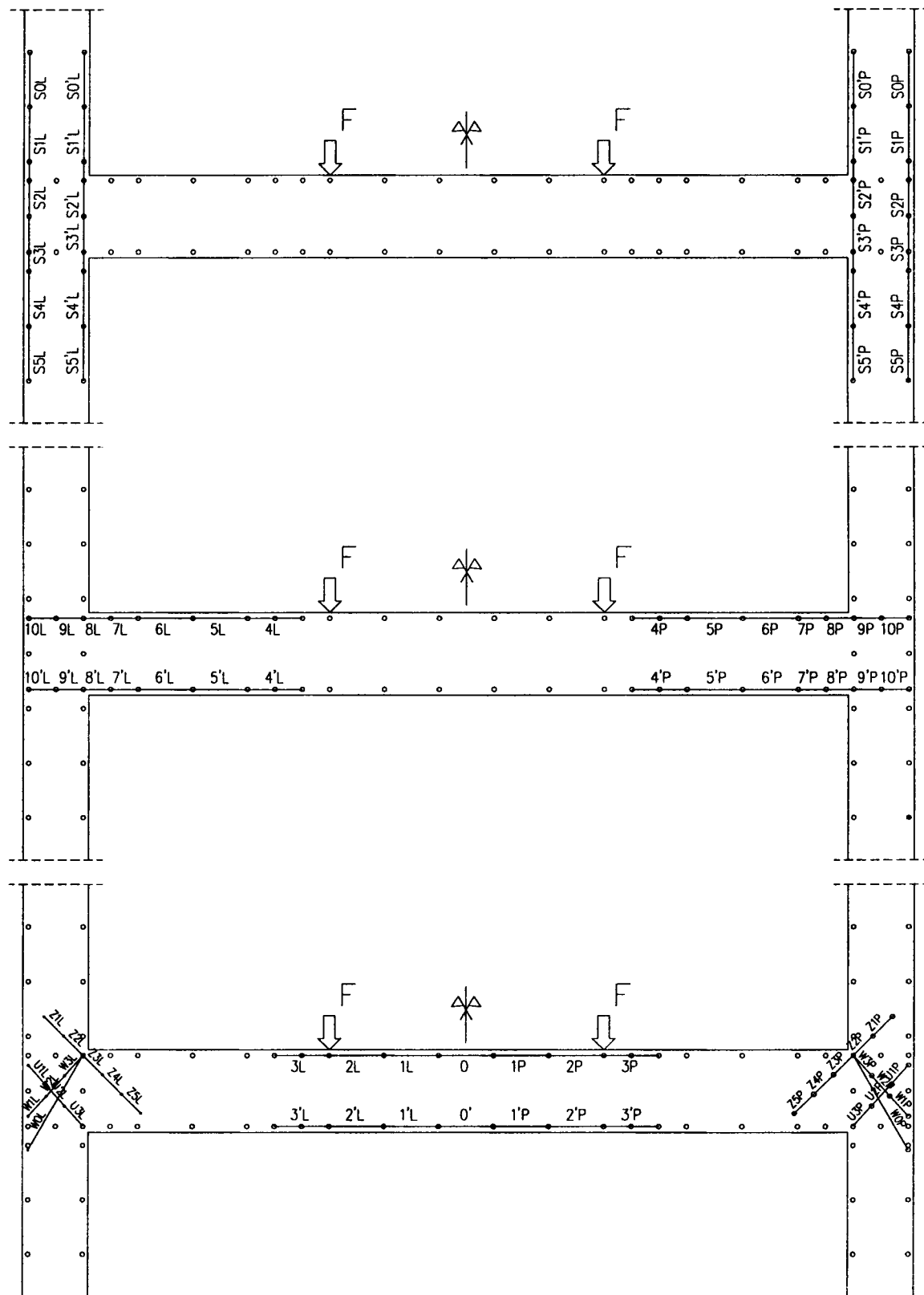
Horizontal displacement of the frame were eliminated at places with horizontal supports only, but the column could deform freely over its entire height. Loading of the tested element was carried out using two independent hydraulic systems. Two servo-motors of 200kN range, connected to the first system, effected column loading by normal force. The second hydraulic system supplied two servo-motors of 400kN range transmitting loads to the beam. All servo-motors were fixed to separate buffer trestles. In the first stage, load was applied to upper floor columns up to the full value of the force $N_C=50\text{kN}$ or $N_C=200\text{kN}$ scheduled in the test for the given element. Loading by force N_C remained constant throughout the entire test. Having loaded upper floor columns, force gauges were installed for the measurement of horizontal reactions. In this way, the geometrical imperfections of the test stand and also these of the element itself were partially eliminated. Subsequently, the beam was, loaded by forces F in steps of 10, 20 or 30kN.

2.5. Pomiary

Przy każdym poziomie obciążenia dokonywano pomiarów odkształceń, przemieszczeń i stanu zarysowania elementów. Ponieważ element badany był w pozycji poziomej, powierzchnię górną wykorzystano do pomiaru odkształceń na powierzchni betonu. Pomiary te wykonywano mechanicznymi miernikami nasadowymi firmy Mayes and Son o bazach 100, 200, 400mm i dokładności odpowiednio 2×10^{-5} , 1×10^{-5} , $0,4 \times 10^{-5}$. Rozmieszczenie baz pomiarowych pokazano na rys. 2.9. Na powierzchni górnej dokonywano również rejestracji rys i pomiarów szerokości ich rozwarcia lupką o powiększeniu 24-krotnym i podziałką o dokładności 0,05mm. Pomiary odkształceń wykonywano po obciążeniu słupów siłą N_C , a następnie każdorazowo po przyroście obciążenia rygla.

2.5. Measurements

At every level of load measurements were taken of strains, displacements and state of the propagation of crack. As the element was tested in horizontal position, its upper face was used for strain measurements on the surface of concrete. These measurements were taken using Myers & Sons DEMEC meter with 100, 200 and 400mm bases and 2×10^{-5} , 1×10^{-5} and 0.4×10^{-5} accuracy, respectively. Position of measuring bases is shown in Fig. 2.9. Recording of cracks and measurement of their width using magnifying glass of 24-fold magnification and a scale with 0.05mm accuracy was also carried out on the upper surface. Strain measurements were taken after loading the columns by force N_C and, subsequently, after every load increase on the beam.



Rys. 2.9. Rozmieszczenie baz pomiarowych - pomiar tensometrami mechanicznymi
Fig. 2.9. Position of measuring bases - measurement using mechanical strain gauges

Stronę dolną wykorzystywano do pomiarów przemieszczeń osi geometrycznych rygla i słupów, skrócenia osi geometrycznych słupów oraz wzajemnego przemieszczenia końców słupa. Pomiary te wykonywano za pomocą czujników indukcyjnych firmy Peltron o zakresie 10, 20, 50mm.

Jednocześnie z pomiarami przemieszczeń dokonywano pomiarów wielkości reakcji podporowych. W tym celu zastosowano siłomierze firmy Lorentz o dokładności 1×10^{-2} i zakresach:

- 100kN - pomiar reakcji podporowych w punktach A oraz B
- 200kN - pomiar reakcji podporowych w punktach C oraz D
- 500kN - pomiar reakcji pionowej w punkcie C
- 1000kN - pomiar reakcji pionowej w punkcie D.

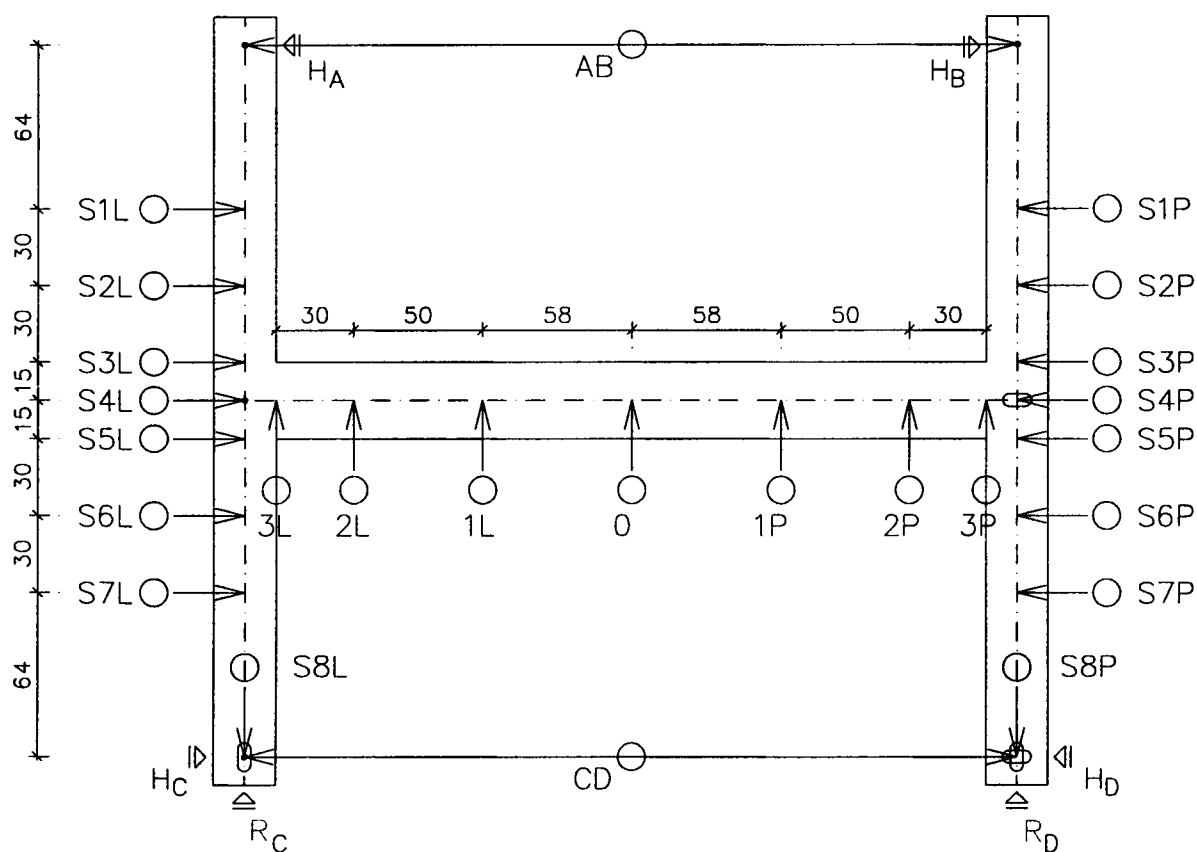
Rozmieszczenie czujników indukcyjnych i siłomierzy pokazano na rys. 2.10. Wskazania czujników i siłomierzy tensometrycznych rejestrowano i przetwarzano komputerowo.

The bottom face was used for displacement measurements of geometric axes of beam and columns, shortening of column geometric axes and mutual displacements of column ends. These measurements were carried out using Peltron induction gauge meters with 10,20 and 50mm range.

Simultaneously with displacement measurements, support reactions were measured, using to Lorentz dynamometer of 1×10^{-2} accuracy and having following ranges:

- 100kN - support reaction measurement at points A and B,
- 200kN - support reaction measurement at points C and D,
- 500kN - vertical reaction measurement at point C,
- 1000kN - vertical reaction measurement at point D,

Situation of induction gauges and dynamometers is shown in Fig. 2.10. Readings of gauges and dynamometers were computer registered and processed.



Rys. 2.10. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych i siłomierzy do pomiaru reakcji

Fig. 2.10. Situation of induction gauges and dynamometers for reaction measurements

3. WYNIKI BADAŃ

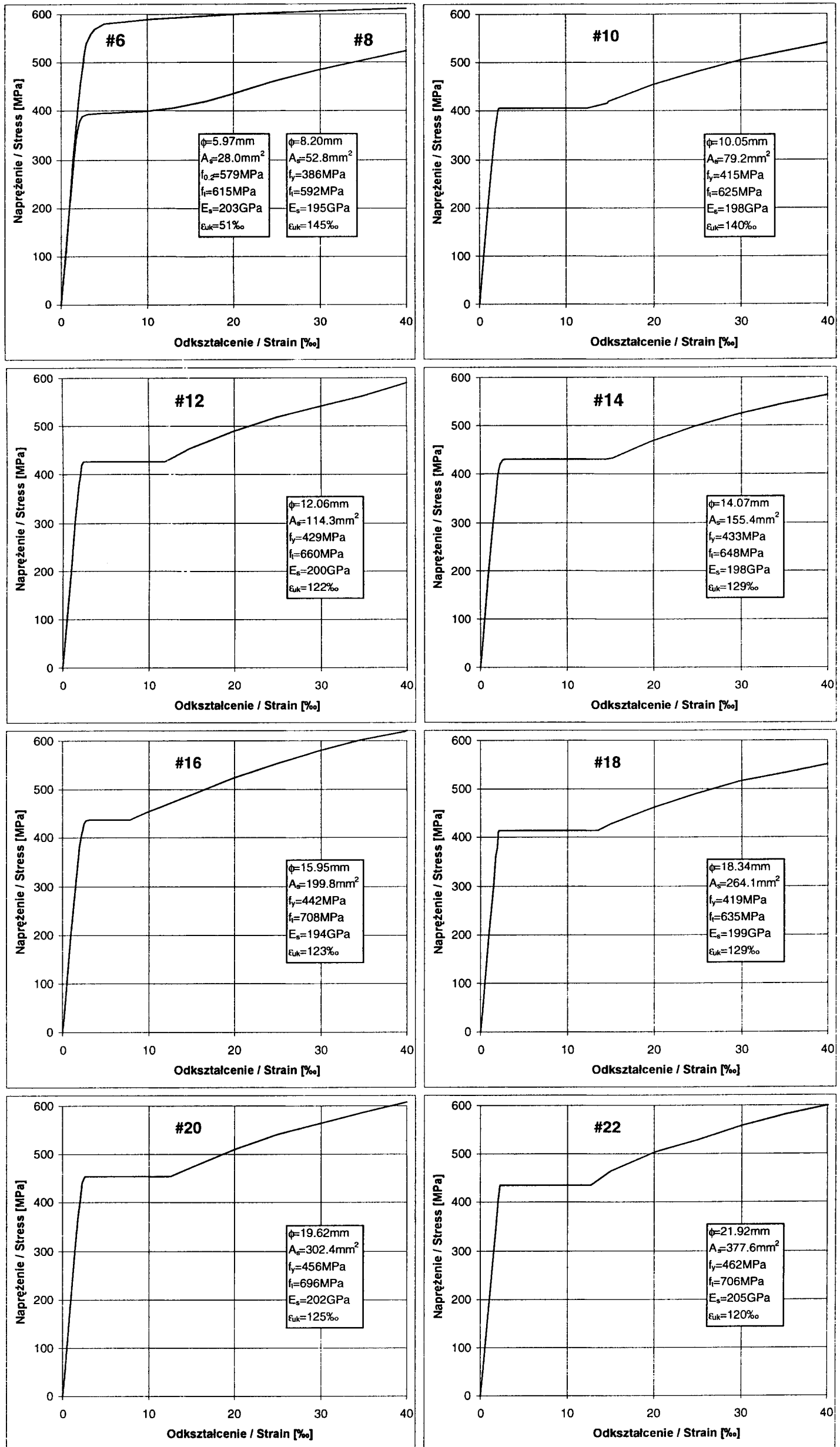
3.1. Beton i stal

Zbadane zostały cechy zastosowanej stali zbrojeniowej - rys. 3.1. Określono również wytrzymałości kostkowe, słupowe i moduł sprężystości oraz wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu betonu w poszczególnych elementach - tabl. 3.1 oraz rys. 3.2.

3. RESULTS OF TESTS

3.1. Concrete and reinforcing steel

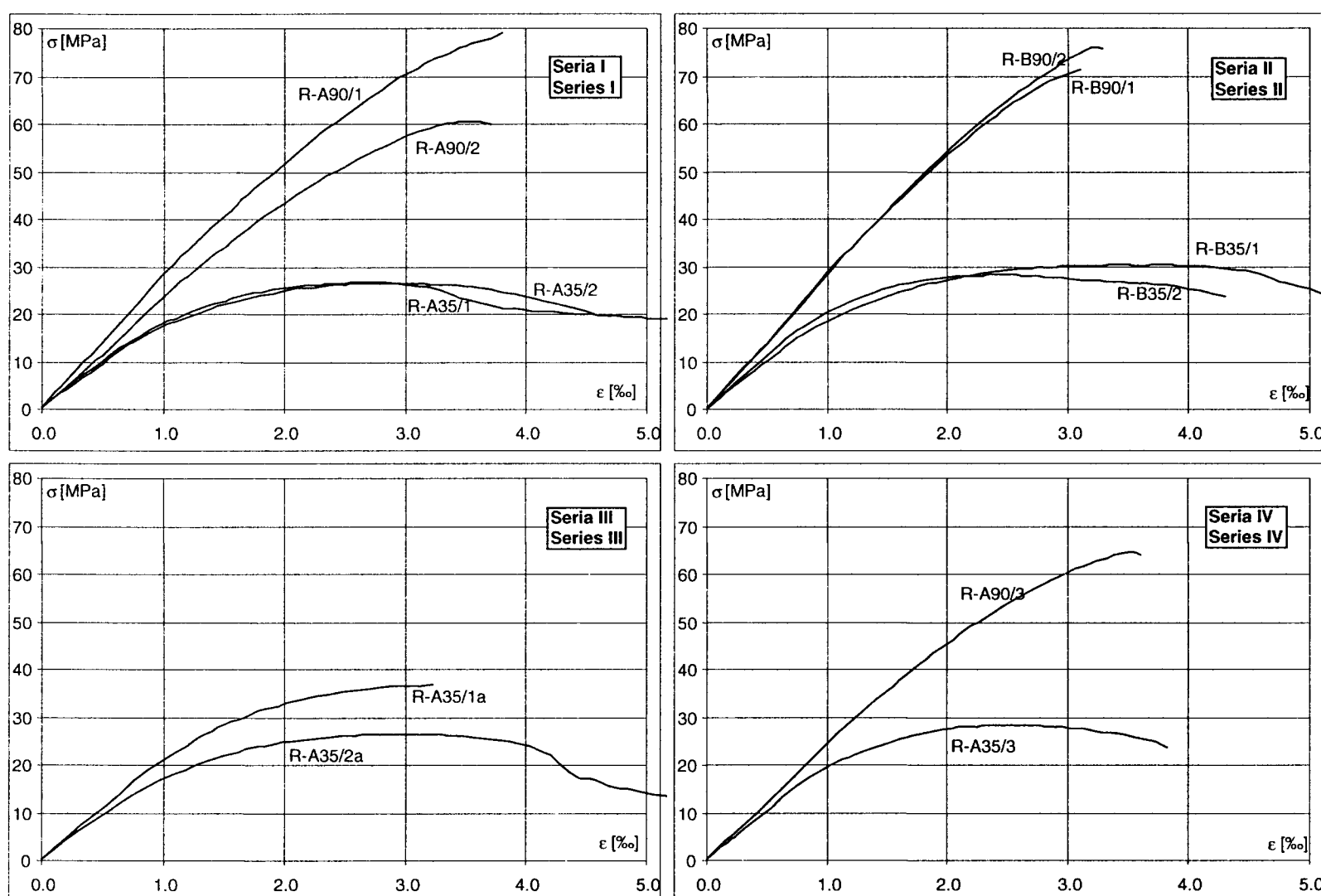
The properties of reinforcing steel were investigated and are presented in Fig. 3.1. Cube and cylinder strengths, modulus of elasticity as well as tensile strength by splitting of concrete were also determined in individual elements see Table 3.1 and Fig. 3.2.



Rys. 3.1 Cechy wytrzymałościowe stali
 Fig. 3.1. Strength properties of steel

Tablica 3.1. Wytrzymałościowe cechy betonu
Table 3.1. Strength properties of concrete

Seria Series	Lp. No	Symbol elementu Denotation of element	Wiek betonu Age of concrete	$f_{c,cube}$	f_c	$f_{ct,sp}$	E_c	$f_c / f_{c,cube}$
				[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
I	1	R A-35/1	28	41.8	27.5	3.14	23300	0.66
	2	R A-35/2	28	39.3	25.4	2.99	22800	0.65
	3	R A-90/1	28	95.0	76.0	4.91	31800	0.80
	4	R A-90/2	28	79.3	62.5	4.58	27800	0.80
II	5	R B-35/1	28	45.0	30.0	3.35	23800	0.67
	6	R B-35/2	28	44.9	28.1	3.04	25600	0.63
	7	R B-90/1	28	92.5	74.6	4.28	32800	0.81
	8	R B-90/2	28	91.5	74.8	5.08	32800	0.82
III	9	R A-35/1a	43	51.4	34.5	3.73	25700	0.67
	10	R A-35/2a	28	39.3	25.3	3.46	23000	0.64
IV	11	R A-35/3	24	41.2	28.2	3.31	21700	0.68
	12	R A-90/3	64	80.9	66.5	4.47	28600	0.82



Rys. 3.2. Zależności $\sigma - \epsilon$ dla betonu
Fig. 3.2. $\sigma - \epsilon$ relationships for concrete

3.2. Odkształcenia

3.2.1. Rygiel - odcinek środkowy

We wszystkich elementach zastosowano podobny sposób kształtowania zbrojenia głównego. W przęśle, w strefie rozciąganej, znajdowały się zawsze cztery pręty zbrojenia podstawowego o średnicy identycznej jak w przekrojach przywęzłowych. Dodatkowo w elementach serii I, II oraz III zastosowano zbrojenie dodatkowe w postaci jednego pręta o średnicy 16, 18 lub 20mm, tak dobranej,

3.2. Strains

3.2.1. Beam - middle part

Similar detailing of main reinforcement was used in all elements. In tension zone of the span four bars of diameter identical as at supports were always used. In addition, in elementsseries I, II and III beams supplementary reinforcement was placed in form of one 16,18 or 20 mm bar, so chosen as to make the capacity of span and support cross-sections correspond to the elastic distribution of

aby nośność przekrojów przęsłowego i podporowego odpowiadała sprężystemu rozkładowi momentów. Jedynie w serii IV nie zastosowano dodatkowego zbrojenia w strefie rozciąganej.

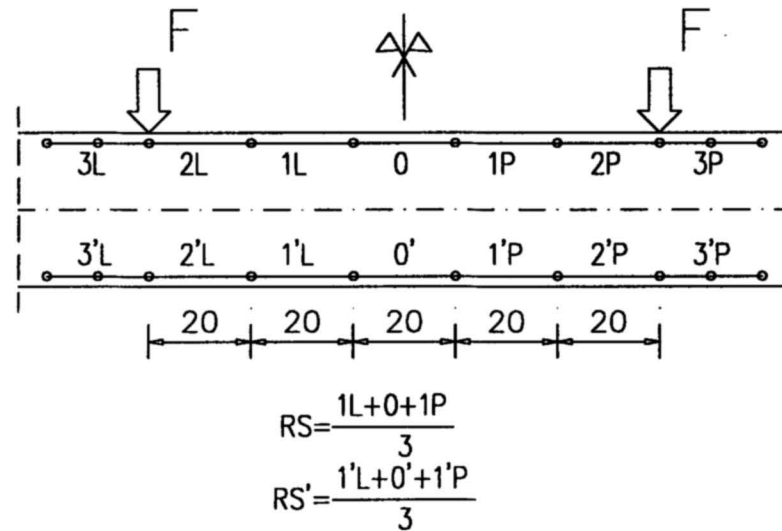
Strefa ściskana we wszystkich elementach została konstrukcyjnie zbrojona dwoma prętami o średnicy 12mm.

Dla zobrazowania wyężenia strefy czystego zginania wybrano trzy bazy na odcinku środkowym w strefie ściskanej - 1L, 0, 1P - oraz w strefie rozciąganej rygla - 1'L, 0', 1'P - uśredniając odpowiednio odkształcenia z tych pomiarów - rys. 3.3. Wielkości średnich odkształceń w strefie rozciąganej (RS') oraz ściskanej (RS) przy kolejnych poziomach obciążenia dla poszczególnych elementów przedstawiono na rys. 3.4 i 3.5.

moments. Only in series IV no additional reinforcement was included in the tension zone.

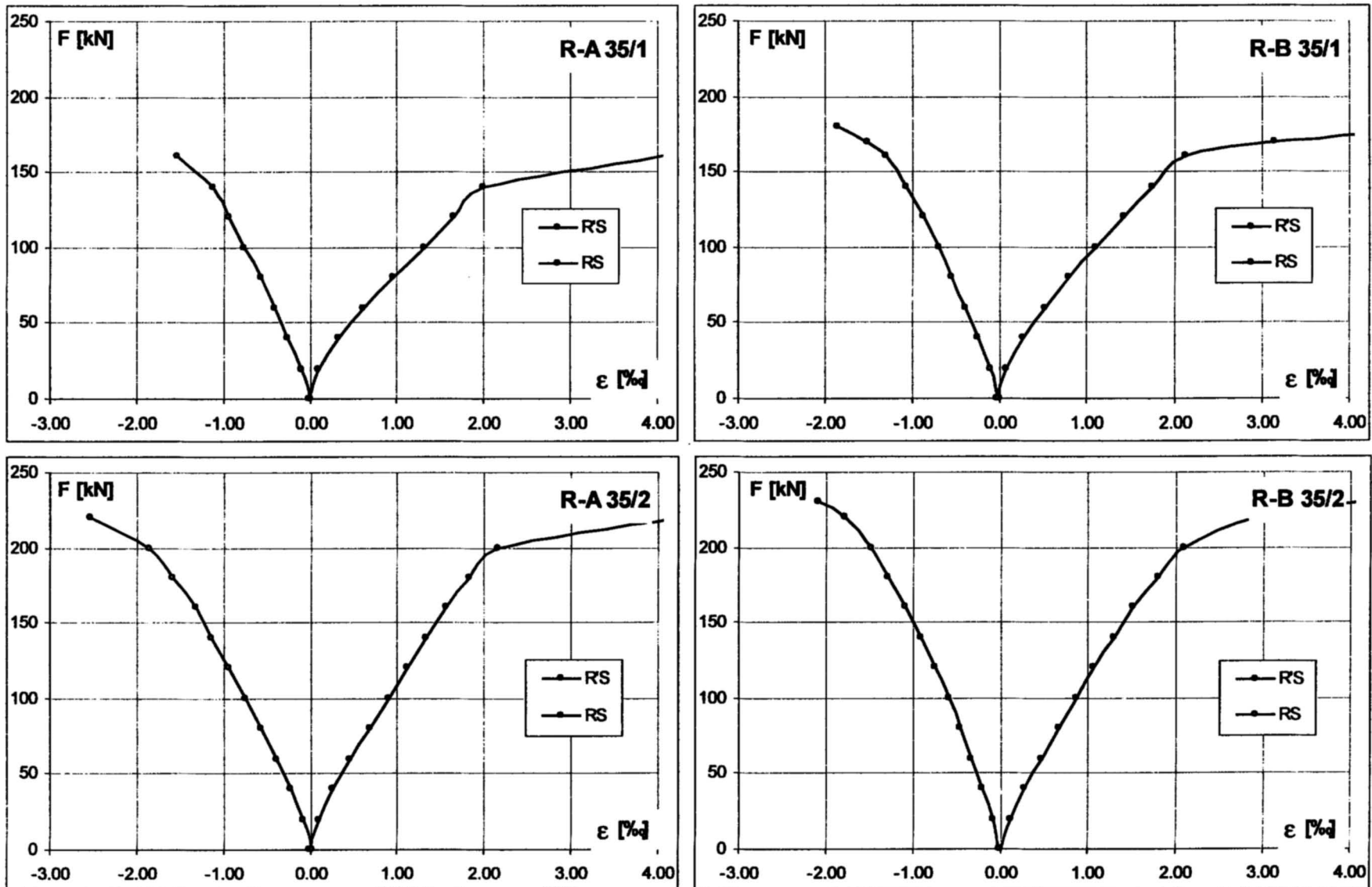
Compression zone in all elements had nominal reinforcement of two 12mm diameter bars.

To map the effort in pure bending zone, three bases were chosen in the middle segment of the beam - 1L, 0, 1P - in the compressed zone and - 1', 0', 1'P - in the tension zone, averaging suitably the strains obtained in these measurements - Fig. 3.3. The magnitudes of average strains in the tension zone (RS') and in compression zone (RS) at consecutive load levels are shown for individual elements in Figs 3.4 and 3.5.



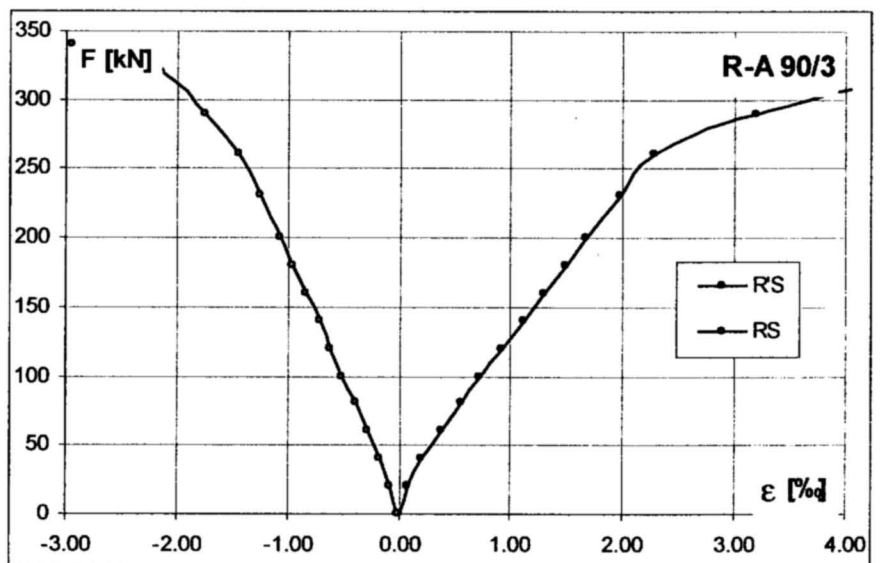
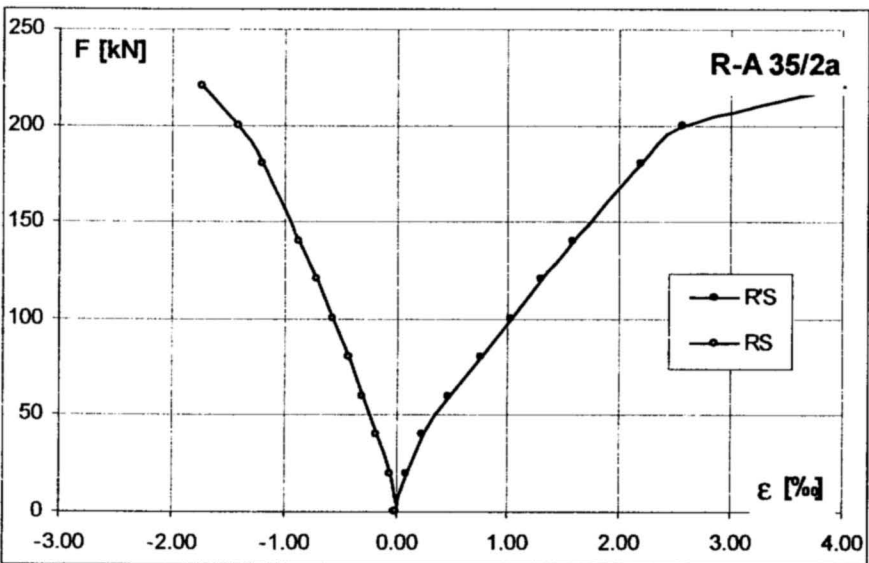
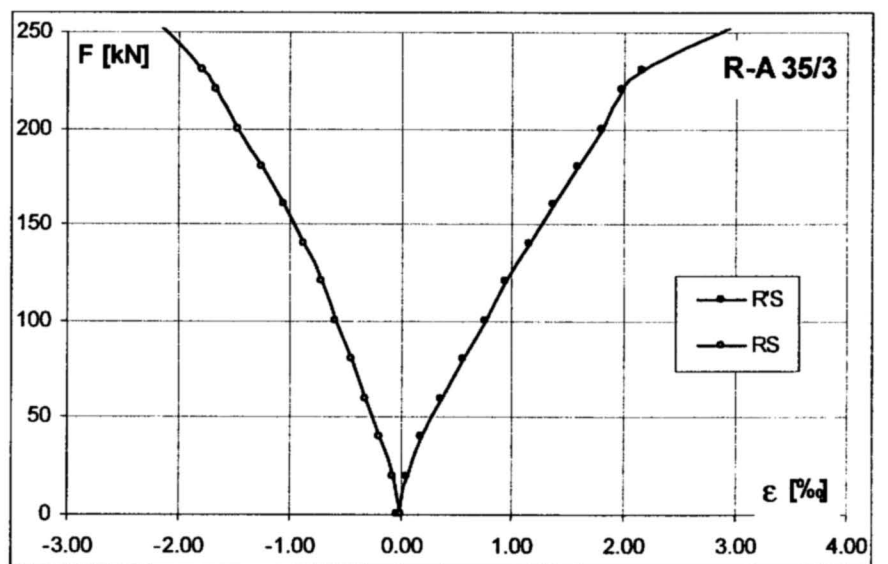
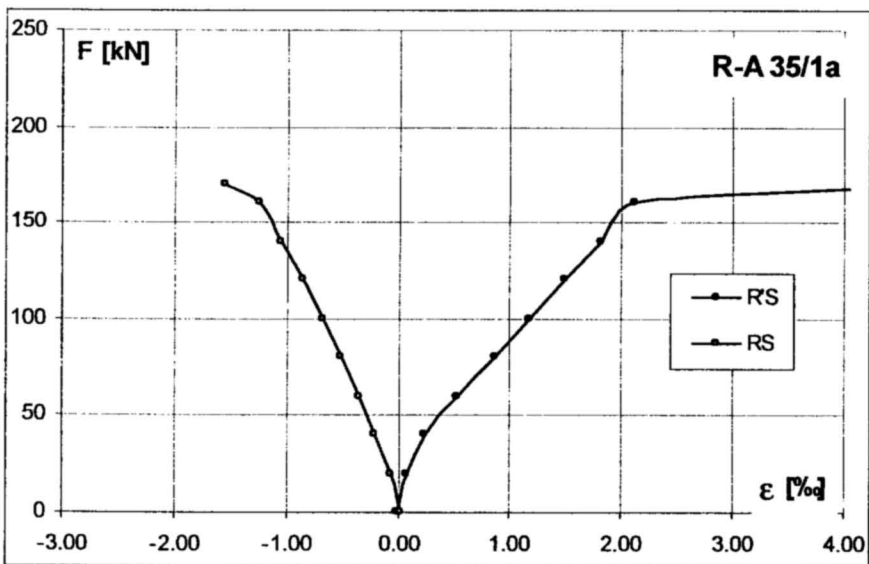
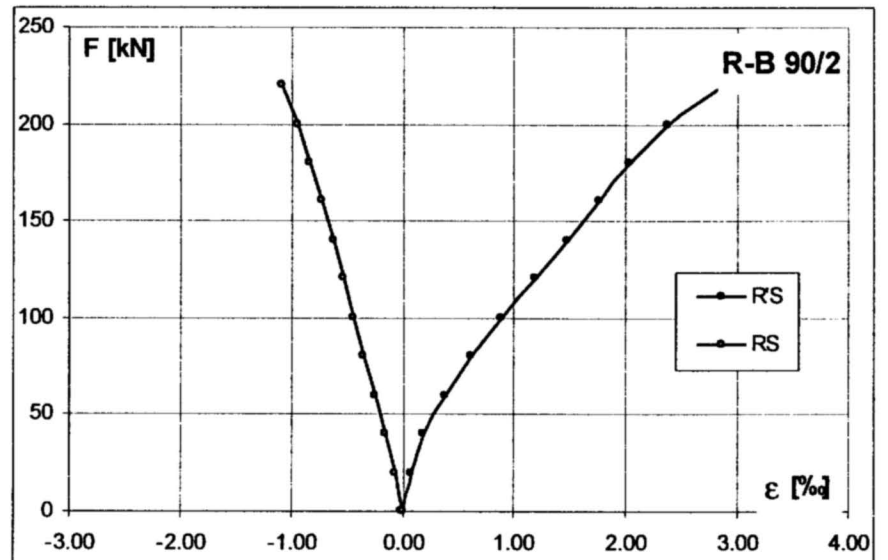
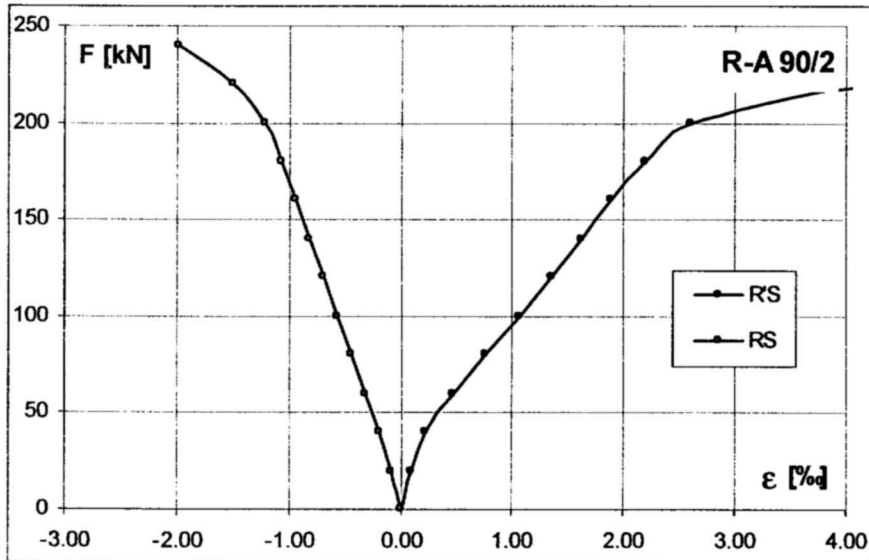
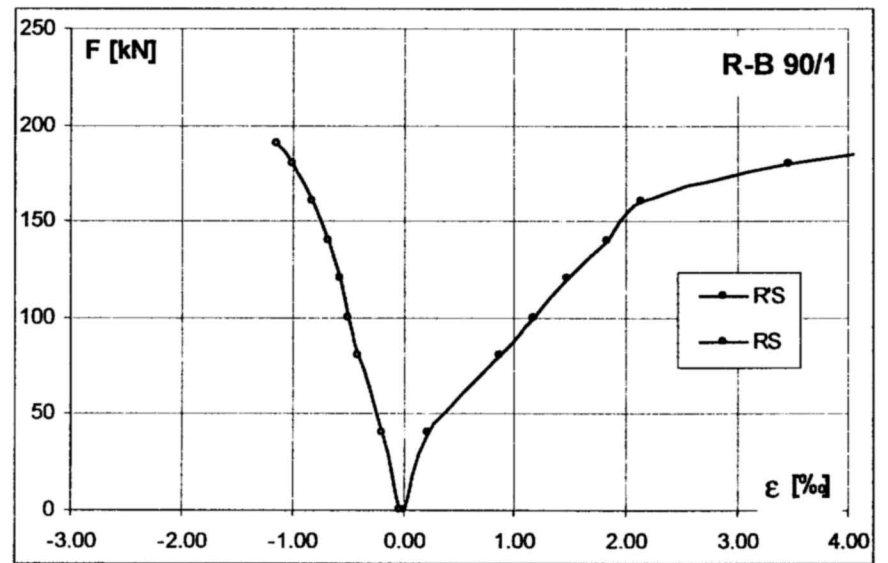
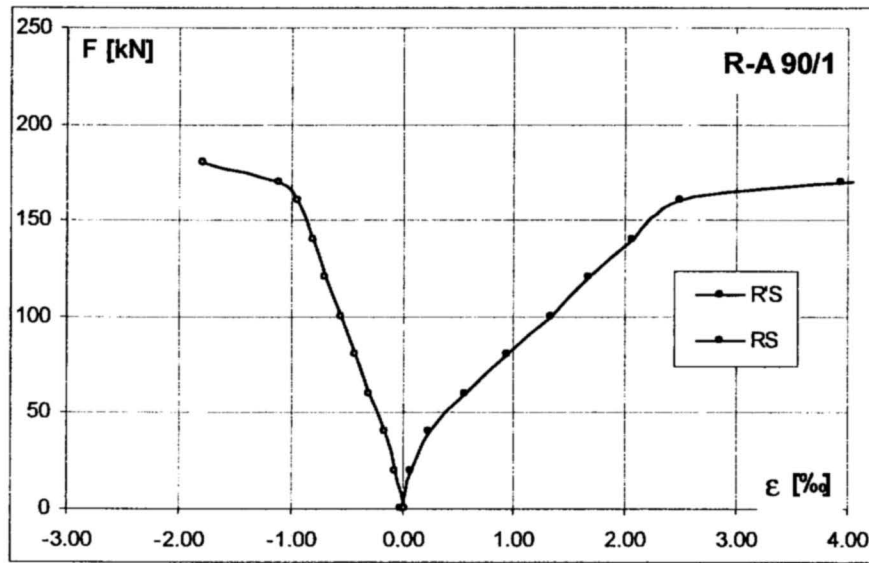
Rys. 3.3. Układ baz pomiarowych na odcinku czystego zginania

Fig. 3.3. Arrangement of measuring bases along the segment of pure bending



Rys. 3.4. Odkształcenia betonu - rygiel - odcinek środkowy

Fig. 3.4. Strains in concrete - beam - middle segment



Rys. 3.5. Odształcenia betonu - rygiel - odcinek środkowy
 Fig. 3.5. Strains in concrete - beam - middle segment

Zmierzone średnie odkształcenia w strefie rozciąganej w chwili zarysowania mieściły się w granicach $0,10 \div 0,15\%$ dla obu z wytrzymałości betonu. W zakresie fazy II, to znaczy do odkształceń wynoszących $\sim 2,0\%$ w poziomie zbrojenia rozciąganego, przyrost wydłużenia w strefie rozciąganej był liniowy we wszystkich elementach. Natomiast w strefie ściskanej wyraźnie widoczny jest wpływ wytrzymałości betonu na odkształcenia tej części przekroju. W elementach wykonanych ze słabszego betonu - $f_{c,cube}=40\text{MPa}$ - przyrost odkształceń od pewnego poziomu obciążenia przestaje być liniowy, natomiast w przypadku elementów o $f_{c,cube}=90\text{MPa}$, aż do osiągnięcia granicy plastyczności w stali rozciąganej przyrost odkształceń w strefie ściskanej jest liniowy.

We wszystkich elementach, niezależnie od stopnia zbrojenia głównego, w strefie ściskanej zastosowano dwa pręty $\varnothing 12$, a zatem odkształcenia zmierzone w tej części przekroju, przy obciążeniu wywołującym uplastycznienie stali, mogły zależeć jedynie od wytrzymałości betonu. Odkształcenia w tej fazie wynosiły odpowiednio:

- przy sile $F=160\text{kN}$
 - $\sim 1,0\%$ dla elementów z betonu o $f_{c,cube}=40\text{MPa}$,
 - $\sim 0,75\%$ dla elementów z betonu o $f_{c,cube}=90\text{MPa}$,
- przy sile $F=200\text{kN}$
 - $\sim 1,25\%$ $f_{c,cube}=40\text{MPa}$,
 - $\sim 1,00\%$ $f_{c,cube}=90\text{MPa}$.

W elementach serii IV ($\rho=0.028$) w chwili uplastycznienia stali na odcinku czystego zginania średnie odkształcenia w strefie ściskanej wynosiły $1,75\%$ (element R-A 35/3, $F=235\text{kN}$) oraz $1,5\%$ (element R-A 90/3, $F=270\text{kN}$). Należy jednak zauważyć, że lokalnie (baza 0' - element R-A 35/3, baza 1' - element R-A 90/3) granica plastyczności stali została przekroczona już przy obciążeniu $F=200\text{kN}$, nie prowadziło to jednak do wzrostu odkształceń w strefie ściskanej.

W chwili zniszczenia we wszystkich elementach stal zbrojeniowa w strefie rozciąganej uległa pełnemu uplastycznieniu na odcinku czystego zginania. Ostatnie pomiary przy obciążeniach niższych od niszczących o około 15kN pokazują, że w przekrojach przeszłowych doszło do pełnego uplastycznienia stali na całym odcinku czystego zginania, a przy obciążeniach niszczących obserwowano zmiążdżenie betonu w strefie ściskanej.

Właśnie zmiążdżenie betonu było bezpośrednią przyczyną wyczerpania nośności rygła w przekroju przeszłowym przy obciążeniach niszczących.

3.2.2. Rygiel - odcinek przywęzłowy

We wszystkich elementach w wyniku ukształtowania zbrojenia głównego rygła w postaci pętli, pole powierzchni stali w strefie rozciąganej i ściskanej było jednakowe i zależało jedynie od stopnia zbrojenia danego elementu. Do analizy odkształceń wybrano pomiary z baz 6, 7, 8, 9 uśredniając je dla dwóch wariantów - średnia ze wszystkich baz oraz średnia z baz 8 i 9 - rys. 3.6. Średnie odkształcenia rygła w obszarze połączenia ze słupem na odcinku 200mm - bazy 8 i 9 i średnie odkształcenia z baz 6, 7, 8 i 9 - odcinek 500mm przedstawiono na rys. 3.7 ÷ 3.9.

Average strains measured in the tensile zone at the moment of crack formation were within the limits $0.10 \div 0.15\%$ for both concrete strengths. In the range of phase II, i.e. up to strains amounting to 2.0% at the tensile reinforcement level, the increase of elongation in the tension zone was linear in all elements. In the compression zone, on the other hand, the influence of concrete strength on strains in this part of the cross-section was clearly visible. In elements cast of weaker concrete $f_{c,cube}=40\text{MPa}$, strain increase above a certain level of loading ceases to be linear; in elements cast of $f_{c,cube}=90\text{MPa}$ concrete the increase of strain in the compression zone is linear till the plastic limit in steel is reached.

Independent of the main reinforcement ratio, two $\varnothing 12$ bars were placed in all elements; therefore, at load causing plasticization of steel, strains measured in this part of cross-section could depend only on concrete strength. In this stage, strains amounted respectively to:

- at force $F=160\text{kN}$
 - $\sim 1.0\%$ for elements of $f_{c,cube}=40\text{MPa}$ concrete,
 - $\sim 0.75\%$ for elements of $f_{c,cube}=90\text{MPa}$ concrete,
- at force $F=200\text{kN}$
 - $\sim 1.25\%$ for $f_{c,cube}=40\text{MPa}$ concrete,
 - $\sim 1.00\%$ for $f_{c,cube}=90\text{MPa}$ concrete.

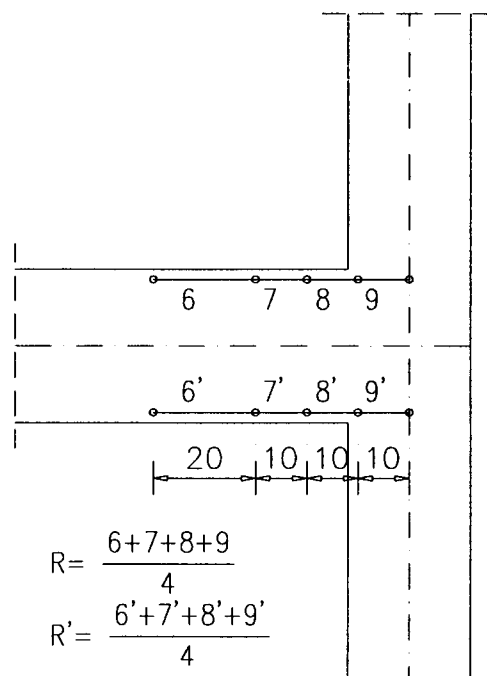
In elements of series IV ($\rho=0.028$) at the moment of plasticisation of steel in pure tension zone, average strains in compression zone were 1.75% (element R-A 35/3, $F=235\text{kN}$) and 1.5% (element R-A 90/3, $F=270\text{kN}$). It should be however noted, that locally (base 0' - element R-A 35/3 or base 1' element R-A 90/3) plastic limit of steel was exceeded already at loading $F=200\text{kN}$; this, however, did not cause strain increase in the compression zone.

At the moment of failure, reinforcing steel in all elements was fully plasticized in the pure bending zone. Last measurements, at loads some 15kN smaller than the load at failure, indicate, that in span cross-sections full plasticisation was achieved over the entire length of pure bending; at failure load concrete crushing was noticed in the compression zone.

This crushing of concrete was just the immediate cause of exhaustion of beam capacity in span cross-section at failure load.

3.2.2. Beam - support segment

As the result of detailing the main reinforcement in form of loops, cross-sectional area of steel in compression and in tension zones was equal and depending only on reinforcement ratio of the given element. For strain analysis, measurements taken at bases 6, 7, 8 and 9 were chosen and averaged for two variants: mean of all bases and mean of bases 8 and 9 (Fig. 3.6). Mean strains of beam in the area of connection with the column, over the length of 200mm (bases 8 and 9) and mean strains over the length of 500mm (bases 6, 7, 8 and 9) are shown in Figs 3.7 ÷ 3.9.



Rys. 3.6. Układ baz pomiarowych na odcinku przywęzłowym
Fig. 3.6. Positions of measuring bases in beam-column support area

We wszystkich elementach, mimo znacznego przekroczenia odkształceń odpowiadających granicy plastyczności stali w obszarze połączenia rygła ze słupem, brak jest oznak uplastycznienia zbrojenia w tym przekroju. Porównując średnie odkształcenia z baz 8 i 9 z odkształceniami zmierzonymi na odcinku 50 cm (bazy 6, 7, 8, 9) można stwierdzić, że wyraźne uplastycznienie stali na odcinku przywęzłowym następuje dopiero, gdy średnie wielkości odkształceń przekroczą wartość 2‰. Przy takich średnich odkształceniach zmierzone lokalne wydłużenia na bazach 8 lub 9 przekroczyły odkształcenia odpowiadające granicy plastyczności stali, niekiedy nawet dwu lub trzykrotnie. Takie lokalne uplastycznienie stali nie prowadziło jednak w żadnym elemencie do nieproporcjonalnego zwiększenia przyrostu odkształceń przy kolejnych krokach obciążenia. Wyraźne oznaki uplastycznienia stali zbrojeniowej zarówno lokalnie (bazy 8, 9), jak i na odcinku R (bazy 6, 7, 8, 9), obserwowano zawsze przy obciążeniach większych lub równych obciążeniom wywołującym uplastycznienie stali w strefie czystego zginania na odcinku RS' (bazy 1'L, 0', 1'P).

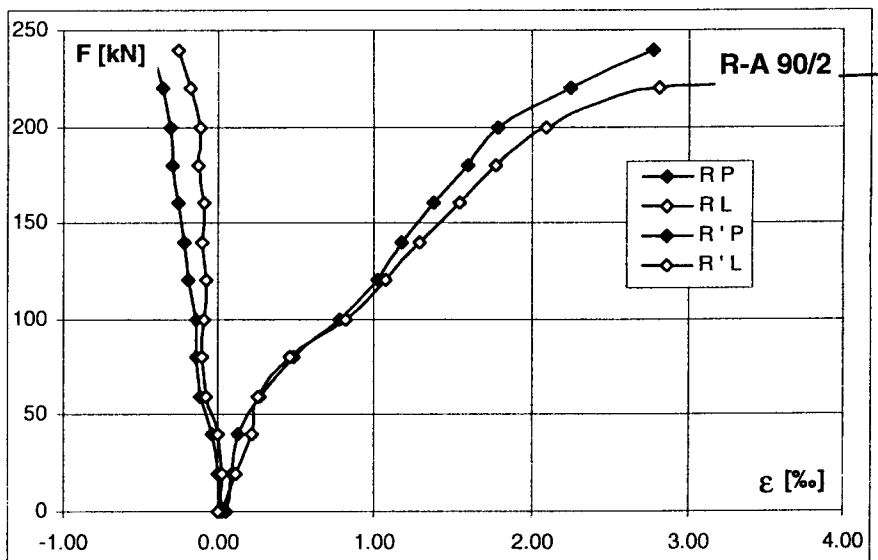
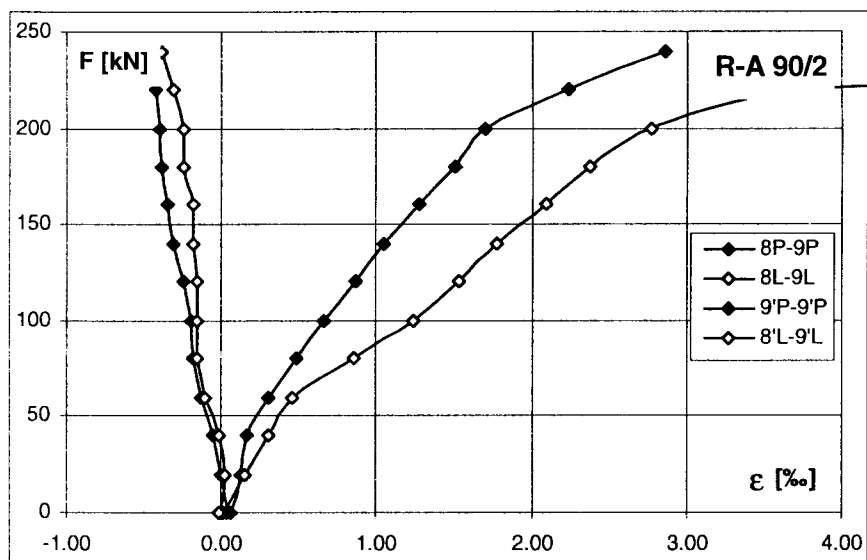
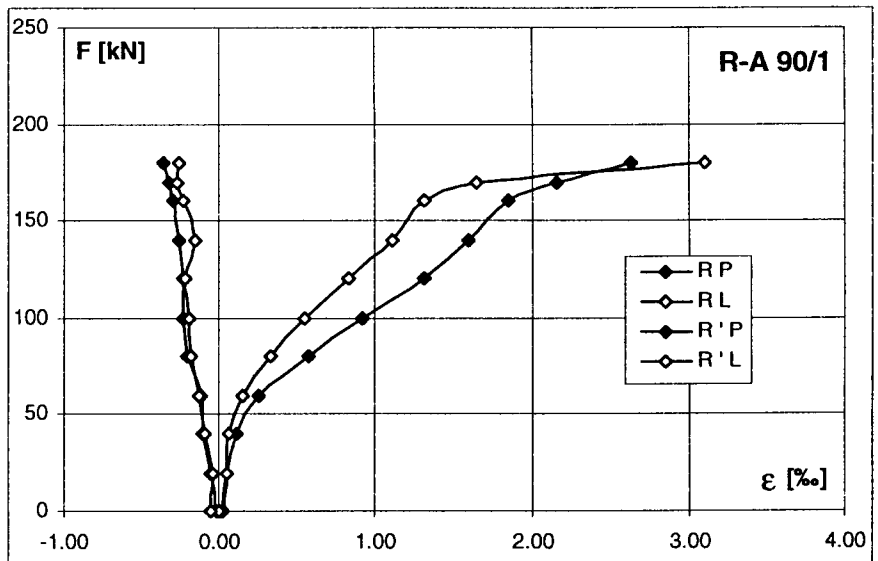
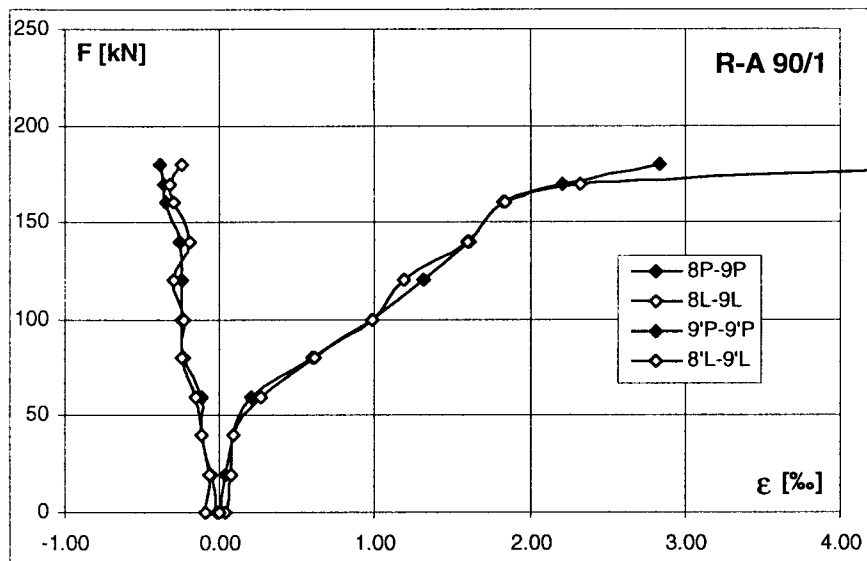
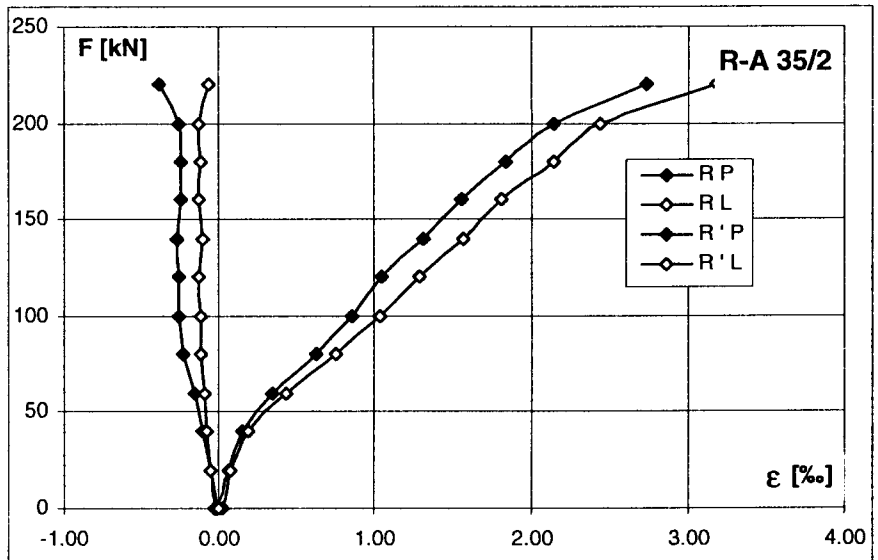
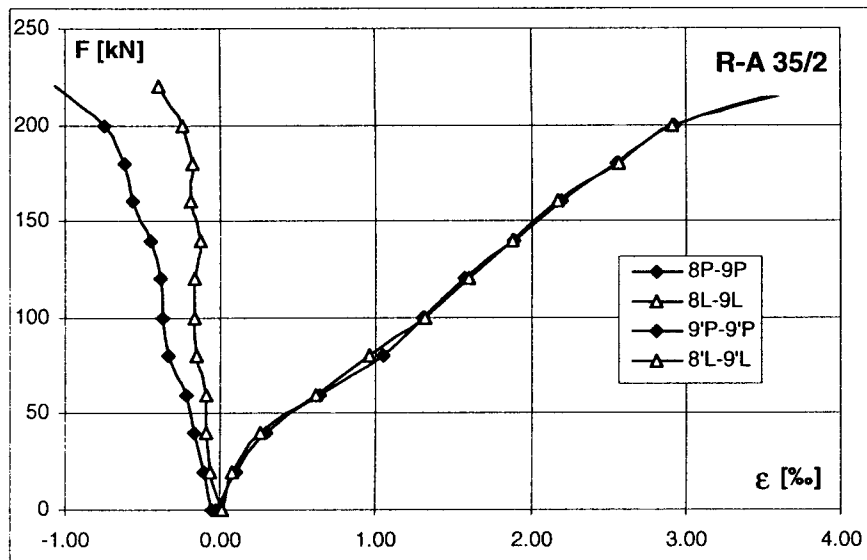
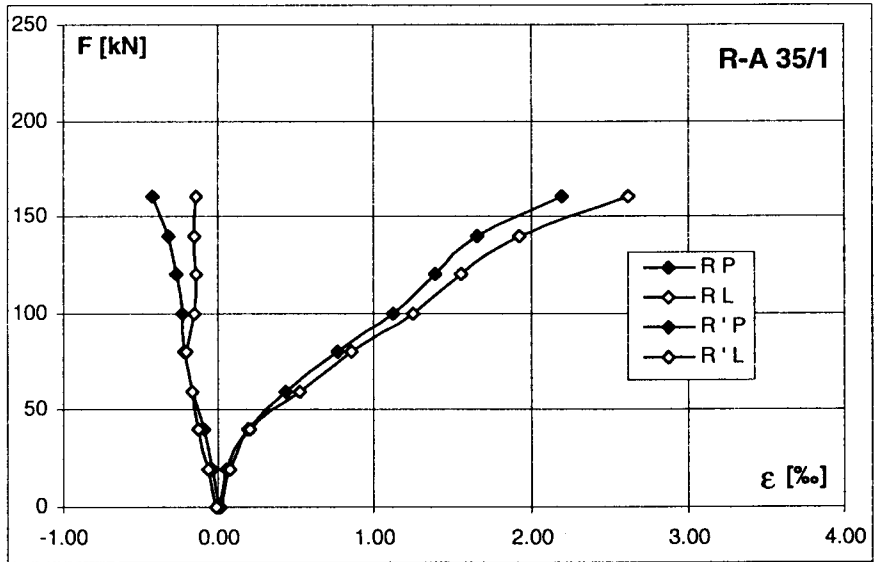
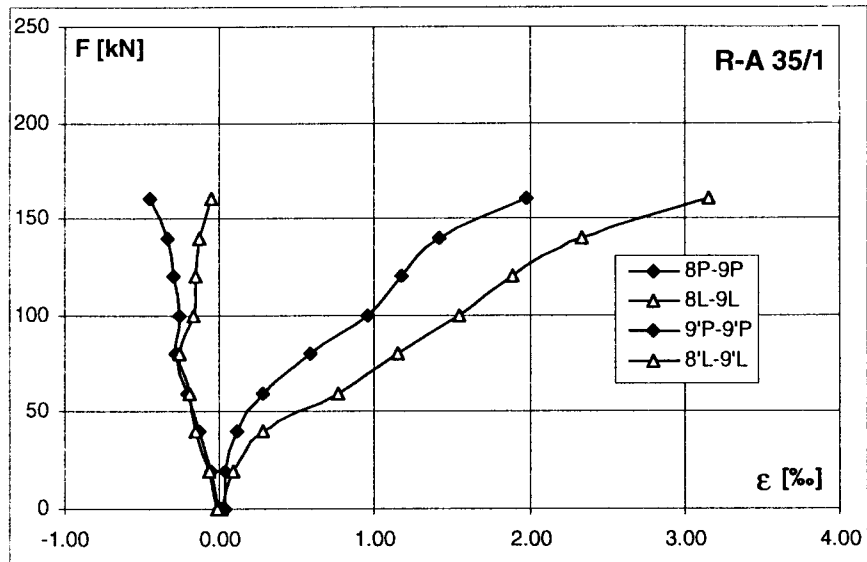
Zastosowanie zbrojenia ukośnego w prawym węzle elementów serii I i II nie wpłynęło znacząco na wielkości odkształceń w obszarze bezpośrednio przy słupie, jak również na dłuższym odcinku. Zbrojenie ukośne, którego pole powierzchni było równe połowie pola powierzchni zbrojenia głównego, zaczyna oddziaływać korzystnie na wielkości odkształceń, zmniejszając je jednak maksymalnie od kilku do kilkunastu procent, dopiero przy obciążeniach znacznie wyższych niż eksploatacyjne, a w niektórych elementach dopiero przy obciążeniach niszczących.

W elementach R-A35/1 i R-A90/2 stwierdzona różnica między odkształceniami w obszarze węzła z prawej i lewej strony elementu wynika z usytuowania rys, skupionych lub nie w pobliżu krawędzi słupa. Średnie odkształcenia (bazy 6 do 9) w tych elementach z prawej i lewej strony są prawie jednakowe.

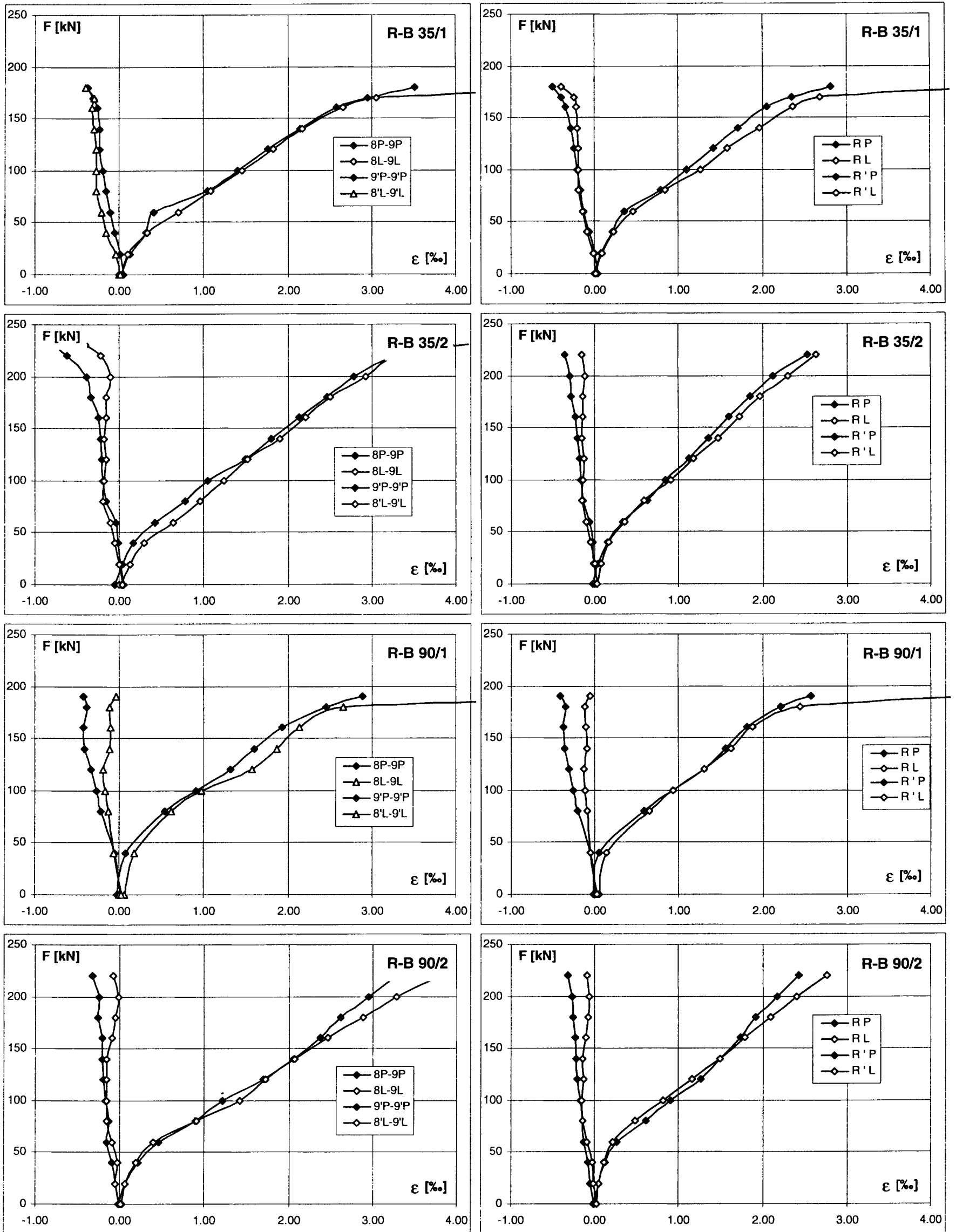
In all elements, despite largely exceeding the strains corresponding to plastic limit of steel within the beam-column connecting area, there are no signs of reinforcement plasticisation in this cross-section. Comparing mean strains from bases 8 and 9 with strains measured over the length of 50 cm (bases 6, 7, 8 and 9), it was found that distinct plasticisation of steel in the support zone follows only when average strain values exceed 2‰. At such mean strains, the local extensions at bases 8 or 9 exceeded strains corresponding to plastic limit of steel by two- and even three times. Such local plasticisation of steel did not produce disproportionate increase of strain increments at successive loading steps. Distinct signs of plasticisation of reinforcing steel, both local (bases 8 and 9) and over the segment R (bases 6, 7, 8 and 9) were always observed at loads greater than, or equal, to loads causing plasticisation of steel in the region of pure bending, over the segment RS' I (bases 1'L, 0', 1'P).

Placing inclined reinforcement in the right-hand joint of elements I and II did not significantly influence the strains in the region immediately next to the column, as well as in a longer segment. Inclined reinforcement of cross-sectional area equal one-half of the main reinforcement area, begins to act favourably on strain values (lowering them, however, by maximum several percent) only at loads much higher than service loads, and in some elements at failure loads only.

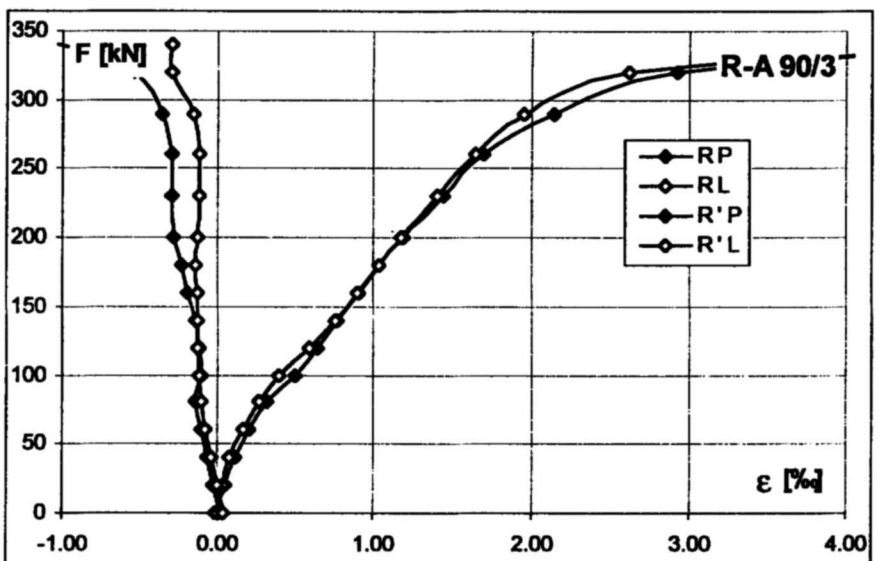
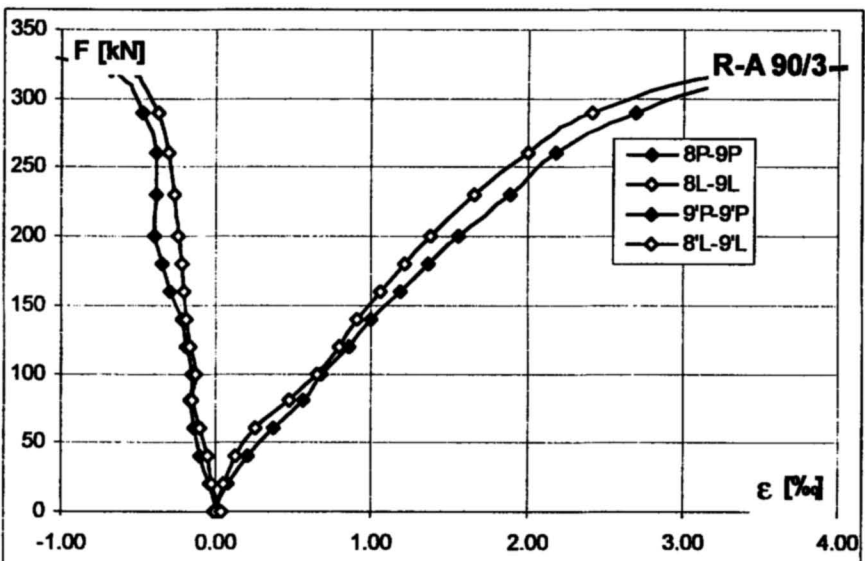
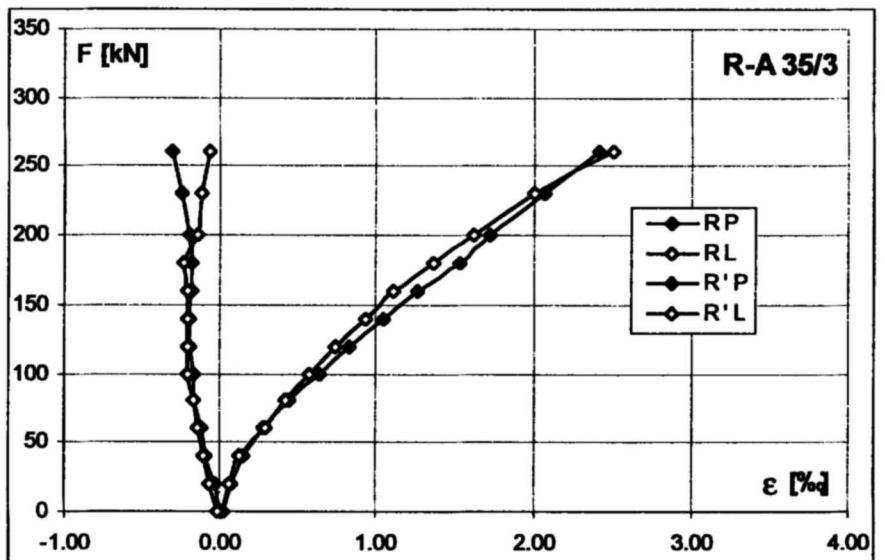
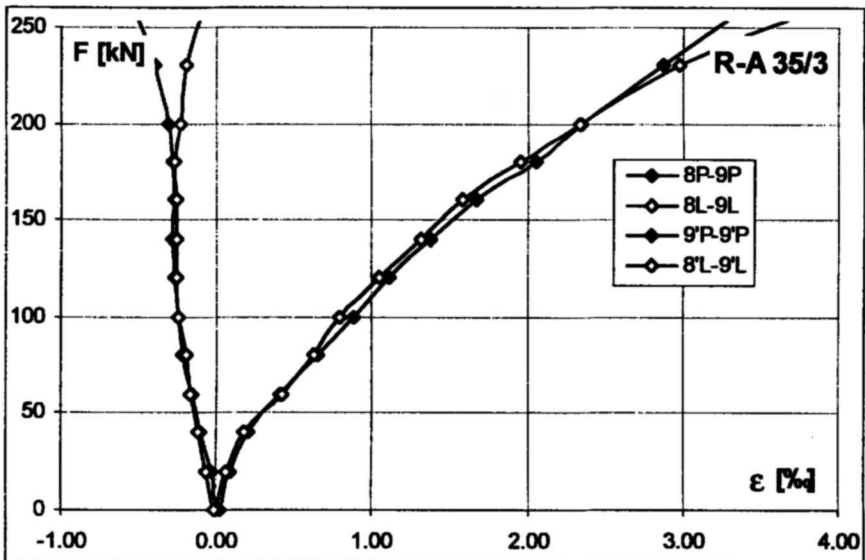
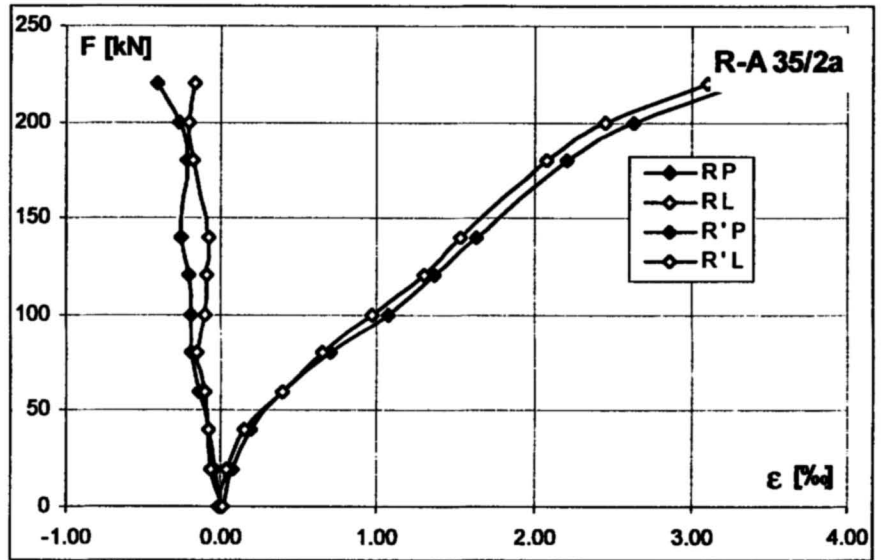
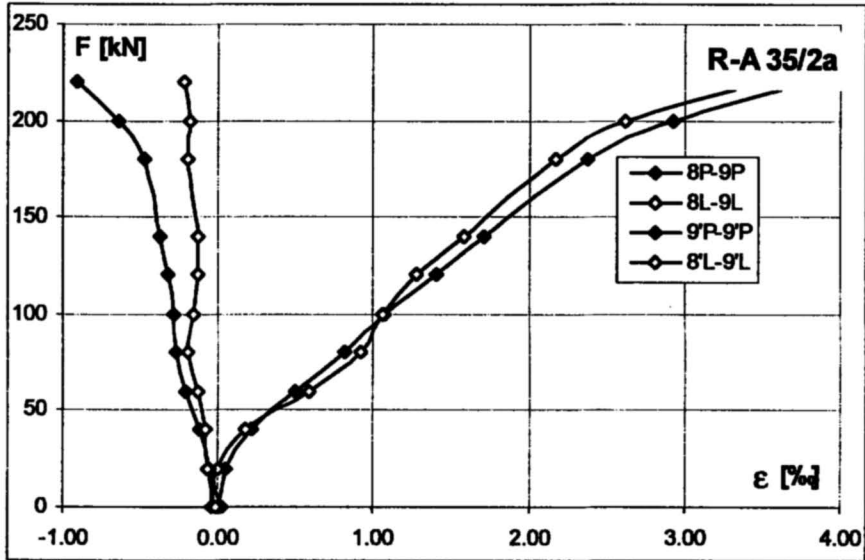
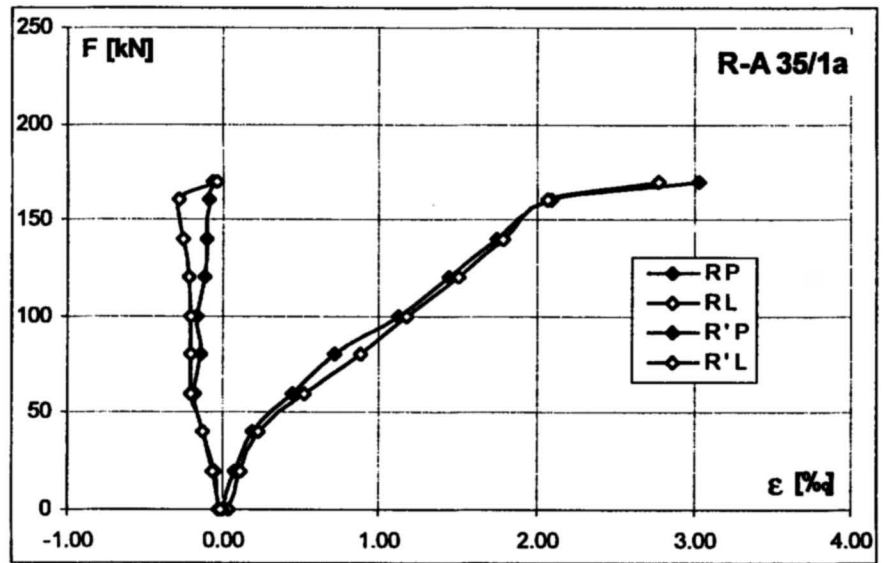
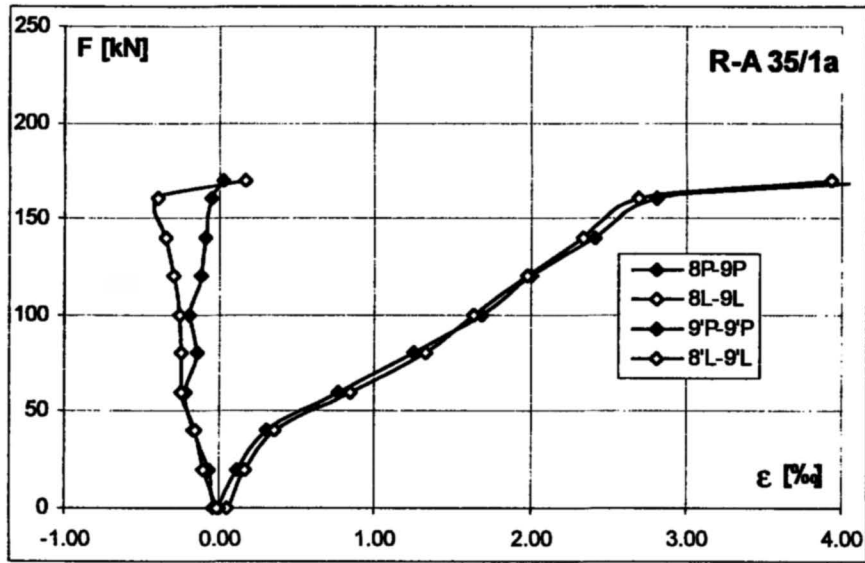
In elements R-A35/1 and R-A90/2 the difference noticed between the strains in left-hand and right-hand side joint areas is due to the situation of cracks, more or less densely situated near column face. Average strains (bases 6 to 9) in the right- and left hand sides of these elements are almost identical.



Rys. 3.7. Odkształcenia betonu - rygiel - odcinek przywęzłowy; P- węzeł z prętem ukośnym, L - węzeł bez pręta ukośnego
 Fig. 3.7. Concrete strains - beam (support area); P - joint with an inclined bar, L - joint without an inclined bar



Rys. 3.8. Odształcenia betonu - rygiel - odcinek przywęzłowy; P- węzeł z prętem ukośnym, L - węzeł bez pręta ukośnego
 Fig. 3.8. Concrete strains - beam (support area) ; P - joint with an inclined bar, L - joint without an inclined bar



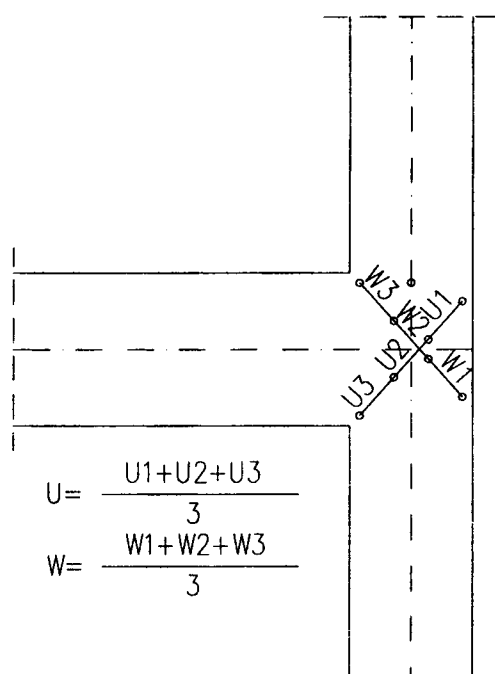
Rys. 3.9. Odształcenia betonu - rygiel - odcinek przywęzłowy, P - strona prawa, L- strona lewa
 Fig. 3.9. Concrete strains - beam (support area), P - right side, L- left side

W strefie ściskanej brak jest jakiegokolwiek wpływu zbrojenia ukośnego i wytrzymałości betonu na odkształcenia. Związane jest to, o czym wspomniano wcześniej, z ukształtowaniem zbrojenia w postaci pętli i przejmowaniem naprężeń ściskających głównie przez zbrojenie. Maksymalne zmierzone odkształcenia w poziomie zbrojenia ściskanego przy wyższych poziomach obciążenia wyniosły 0,5‰.

W przekrojach przywęzłowych przy zbrojeniu pętlowym wpływ wytrzymałości betonu na odkształcenia jest zauważany jedynie do chwili zarysowania elementu, poprzez zmniejszenie odkształceń lub opóźnienie momentu zarysowania. Przy obciążeniach większych od obciążeń rysujących w elementach wykonanych z betonów o $f_{c,cube}=40\text{MPa}$ odkształcenia wzdłuż bazy R są zbliżone. Stopień zbrojenia dodatkowego węzła (strzemiona poziome) nie wpływa w sposób istotny na odkształcenia rygla w przekroju przywęzłowym - elementy R-A 35/2a, R-A 90/3. Również zastosowanie strzemion zamkniętych lub otwartych dozbrajających sam węzeł lub węzeł i połączenie rygla ze słupem (element R-A 35/1a) nie oddziałuje w sposób istotny na stan wyężenia rygla - odkształcenia wzdłuż bazy R oraz 8-9 w elemencie R-A 35/1a są jednakowe z prawej, jak i lewej strony.

3.2.3. Węzeł

Do opisanego stanu odkształceń węzła wybrano pomiary wykonane wzdłuż krzyżulca ściskanego (bazy U1, U2, U3) i krzyżulca rozciągającego (bazy W1, W2, W3). Rysunek 3.10 przedstawia układ wymienionych baz w obrębie węzła elementu. Analizie poddano średnie odkształcenia wzdłuż wymienionych baz oznaczając je na wykresach jako U i W oraz odkształcenia wzdłuż baz W2, i U2 jako reprezentatywne dla „wnętrza” węzła i wolne od wpływu odkształceń brzegowych, związanych ze zbrojeniem słupa i rygla. W celu porównania odkształceń średnich U i W oraz „wewnętrznych” wykresy przedstawiono parami dla każdego elementu na rys. 3.11, 3.12 i 3.13.



Głównymi czynnikami determinującymi stan odkształcenia węzła jest wytrzymałość betonu oraz sztywność elementów zbiegających się w węźle. Ilość zbrojenia w rygla decyduje o wartości obciążenia powodującego zarysowanie w przekroju przywęzłowym.

In compression zone, there is no influence at all on strains exerted by the inclined reinforcement or by concrete strength. As mentioned earlier, this is connected with detailing of reinforcement in form of loops and taking compressive stresses mainly by reinforcement. Maximum strains at higher levels of loading, measured at compression reinforcement level amounted to 0.5‰.

In support cross-sections with looped reinforcement, the influence of concrete strength on strains is noticeable (only up till cracking of element) by a decrease of strain and by delaying the moment of cracking. In elements cast of $f_{c,cube}=40\text{MPa}$, at loads greater than cracking loads, strains along R base are close to each other. The ratio of additional reinforcement (horizontal stirrups) does not affect significantly the strains in the support cross-section of beam elements R-A 35/2a, R-A 90/3. The use of closed or open stirrup reinforcing additionally the joint only or the joint and the beam-column connection (element R-A 35/1a) did not affect significantly the state of effort in beam (strains along bases R and 8-9 in element R-A 35/1a are the same on the left- and right hand sides).

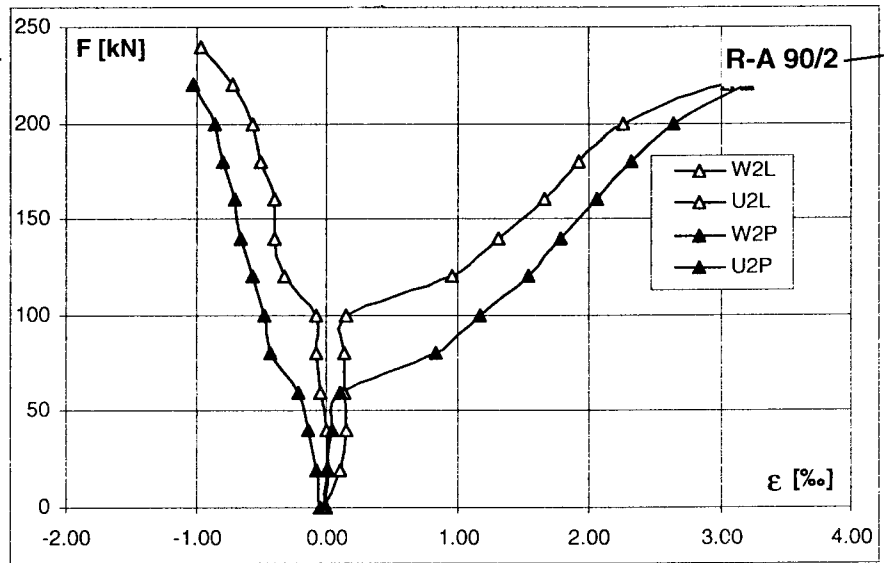
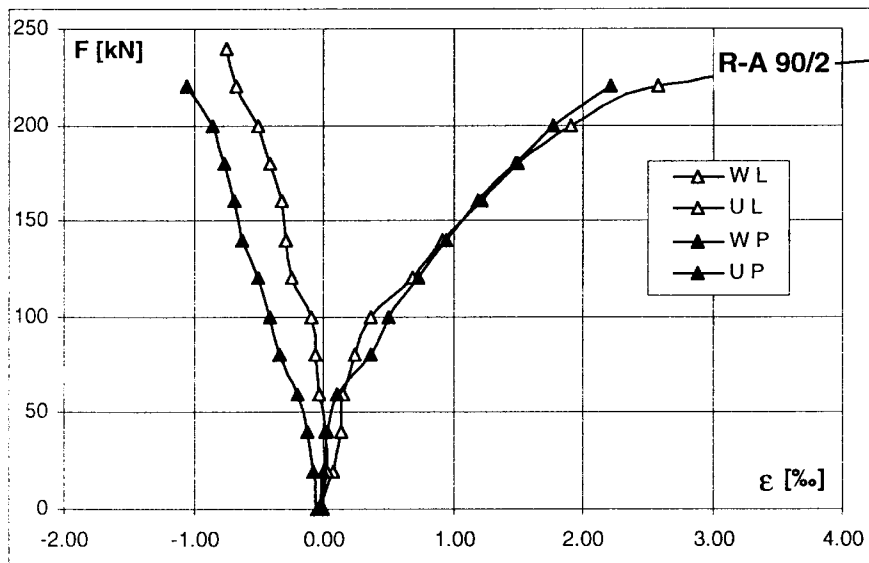
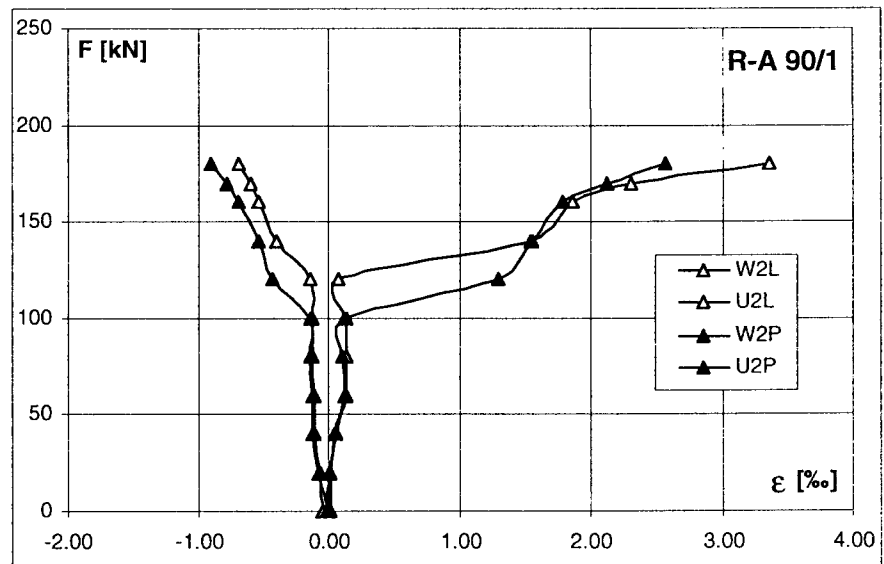
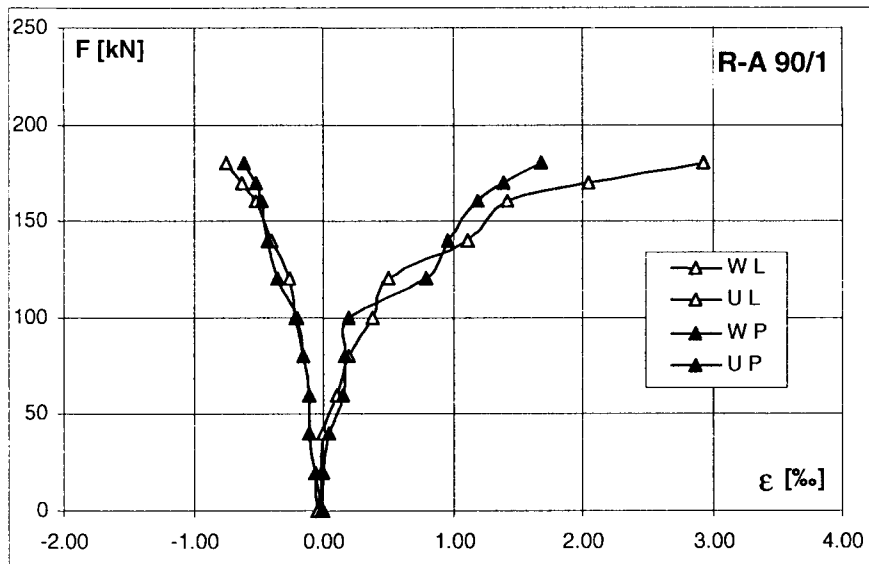
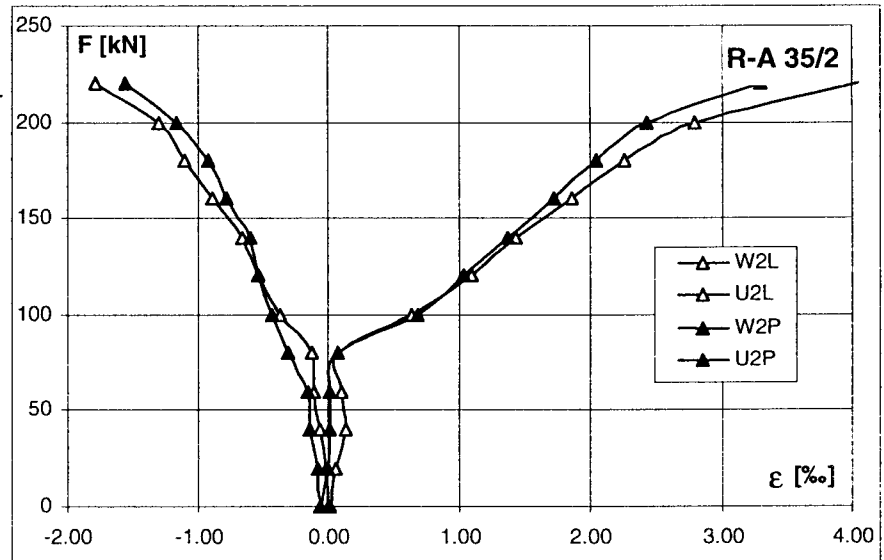
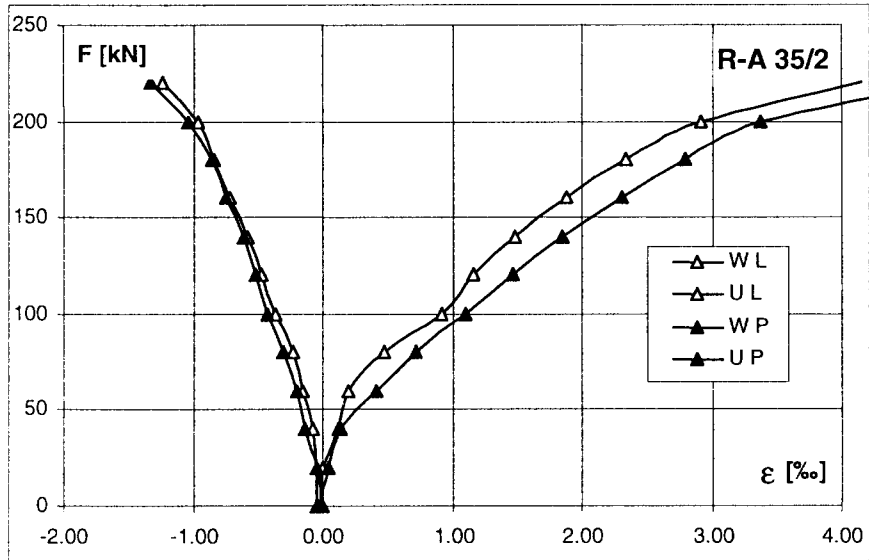
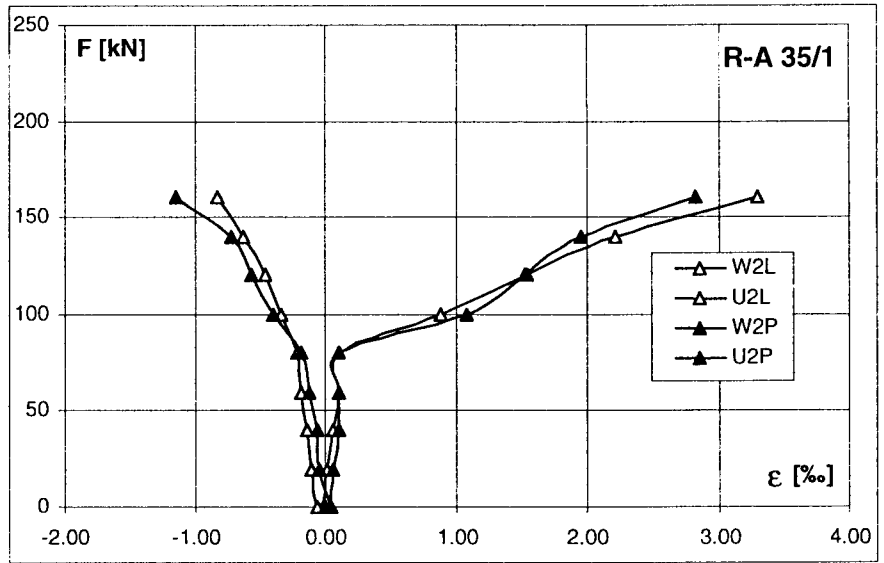
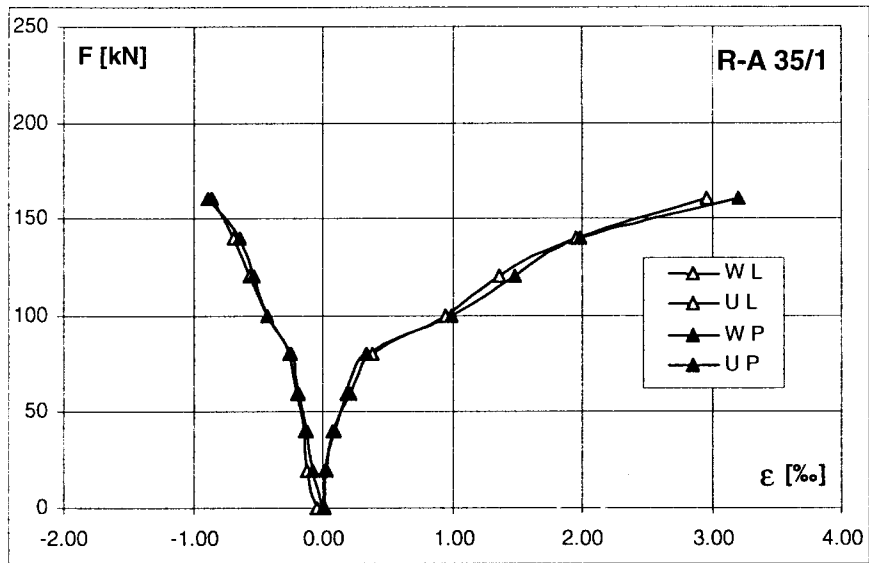
3.2.3. The joint

Measurements taken along the cross-strut in compression (bases U1, U2, U3) and cross-tie in tension (bases W1, W2, W3) were chosen to describe the state of strain in the joint. The arrangement of these bases within the joint area is presented in Fig. 3.10. Mean strains along the bases were analysed and marked U and W in diagrams. Strains along bases U2 and W2 representing „the interior” of the joint and free of from influence of boundary effects connected with beam and column reinforcement were also analysed. In order to compare mean strains U, W and the „interior” strains, the diagrams are presented in Figs 3.11, 3.12 and 3.13 in pairs for each element.

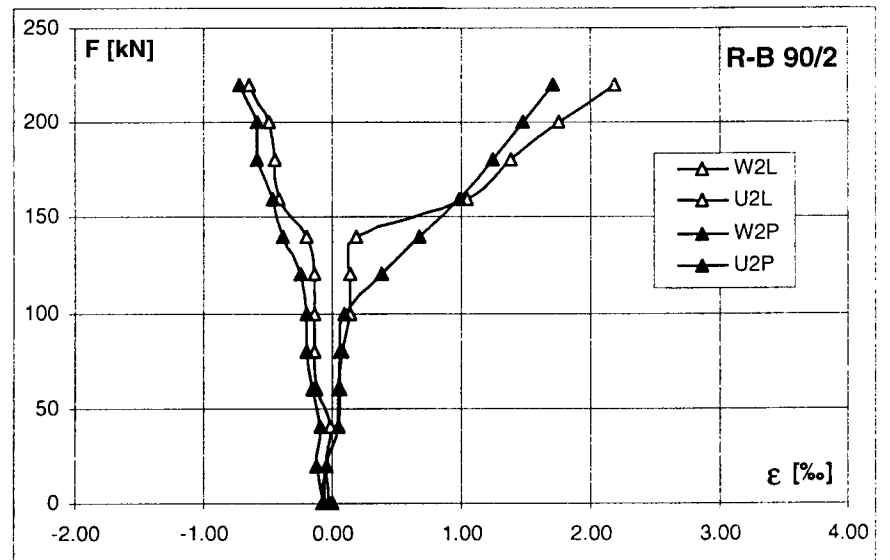
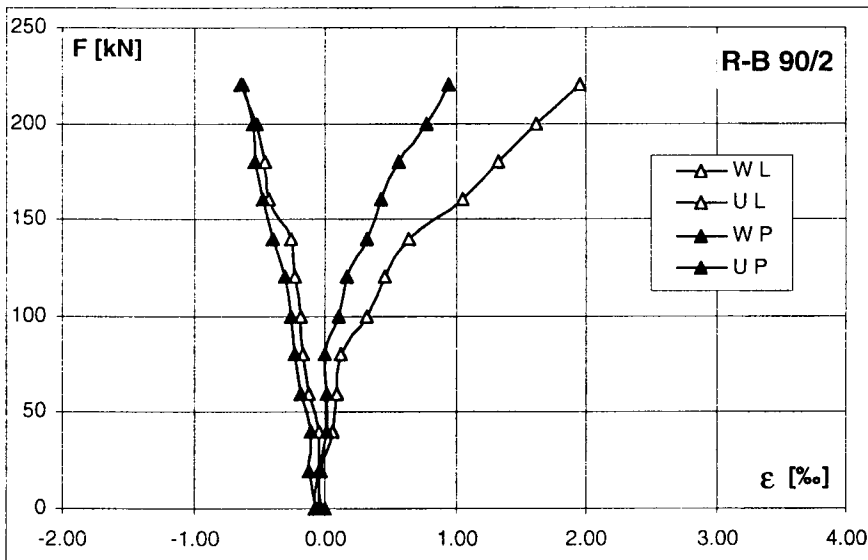
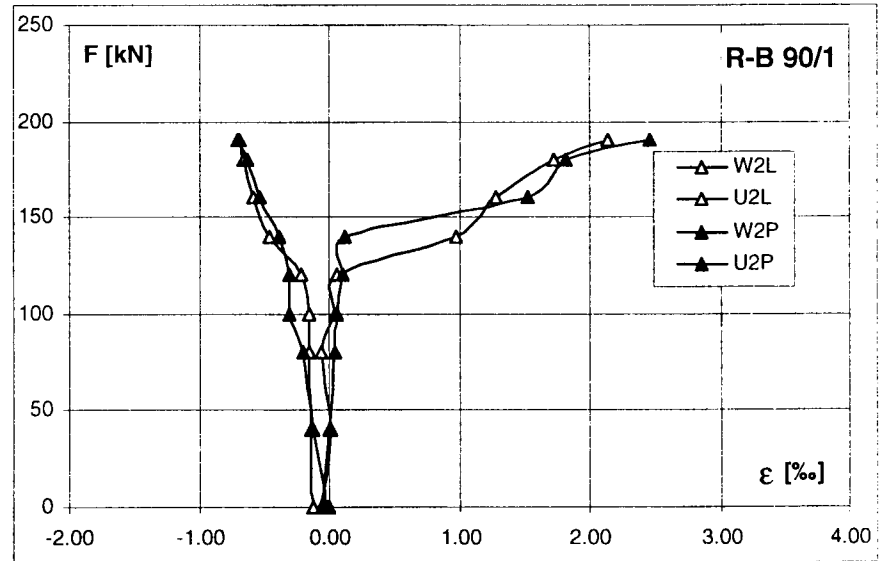
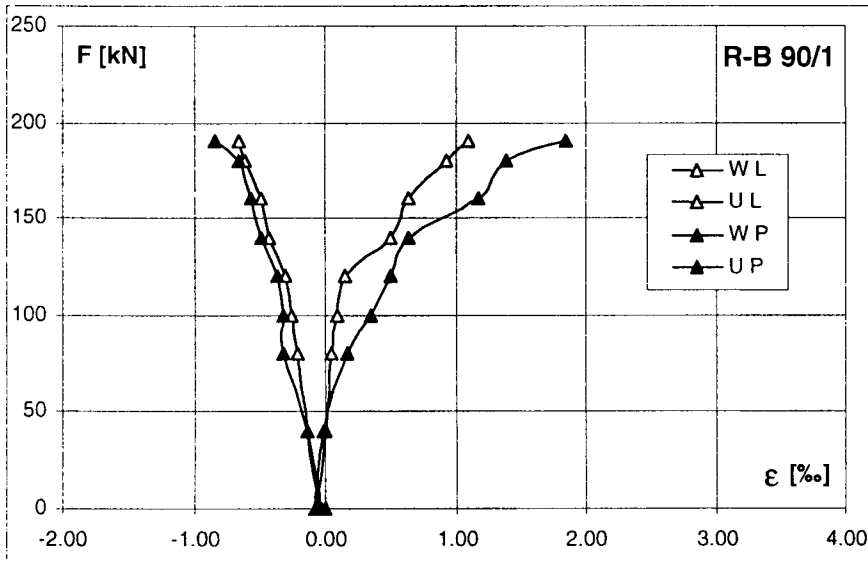
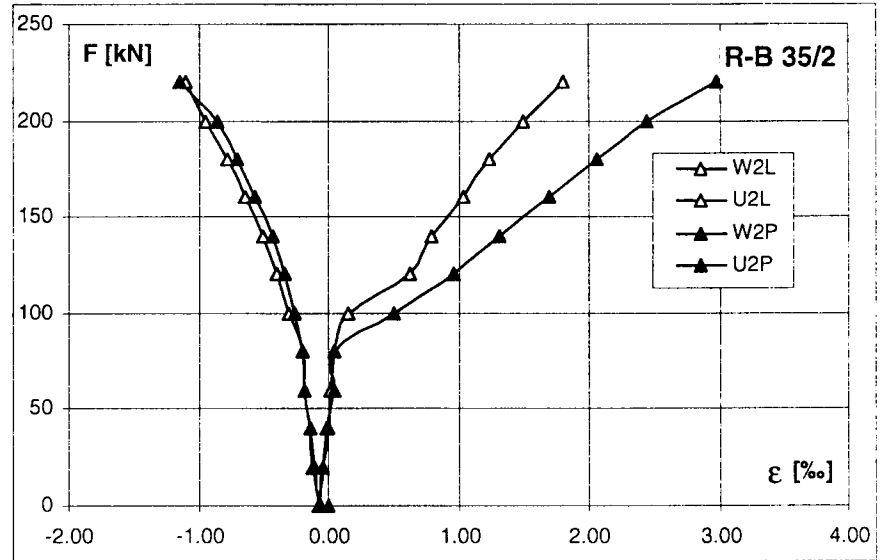
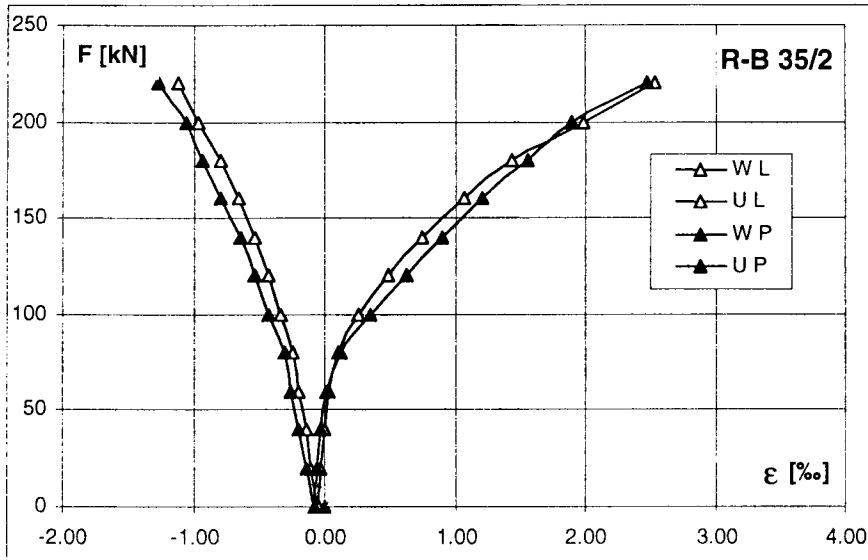
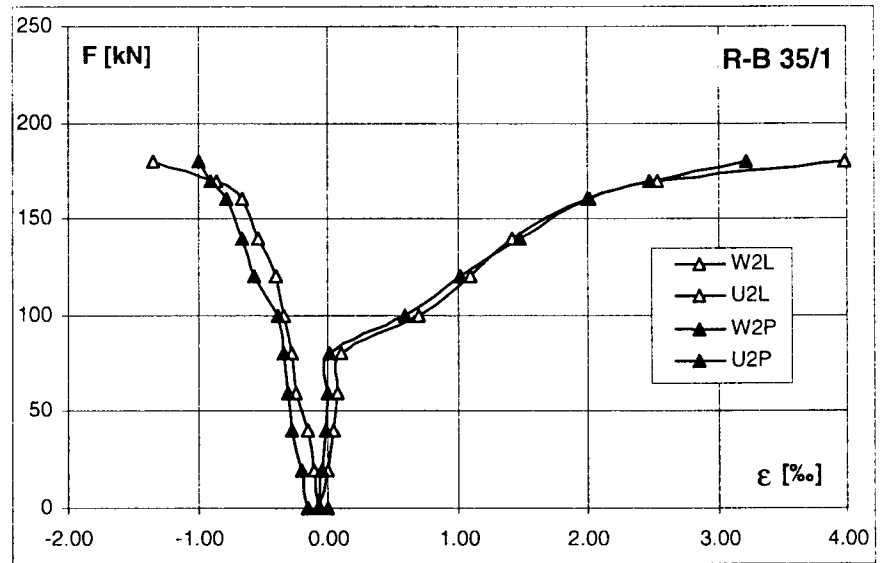
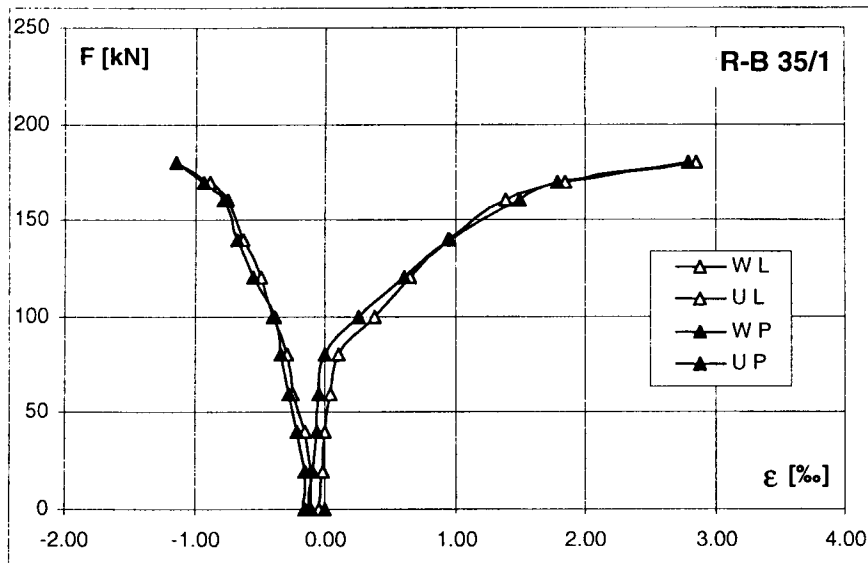
Rys. 3.10. Układ baz pomiarowych w węźle

Fig. 3.10. Arrangement of measuring bases in the joint

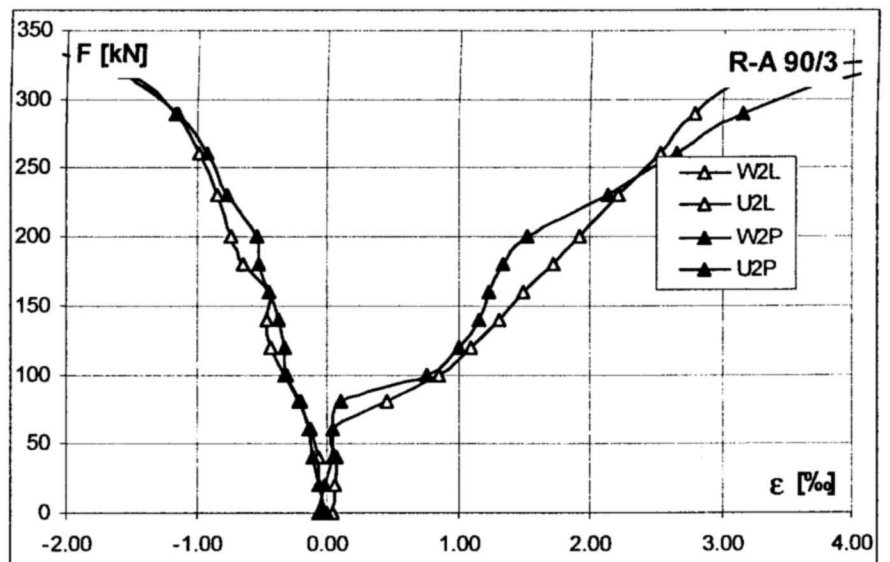
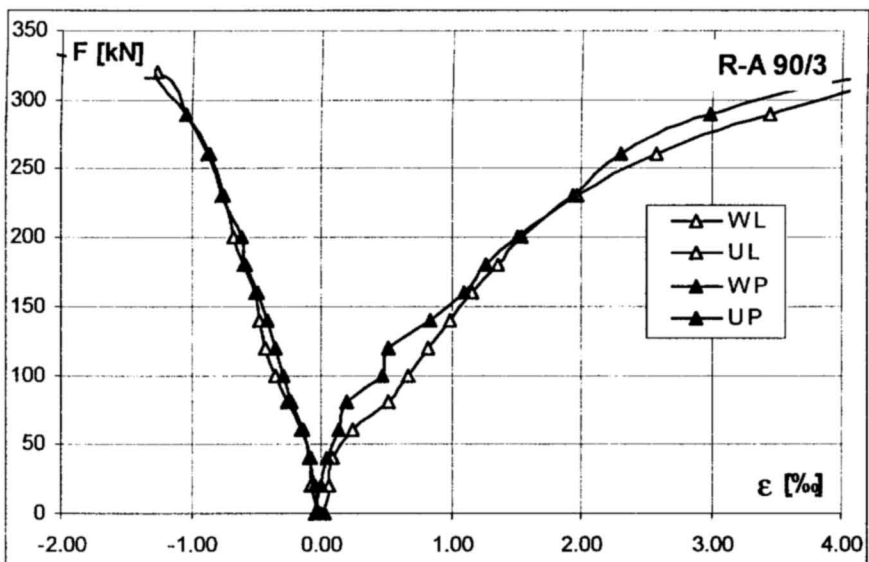
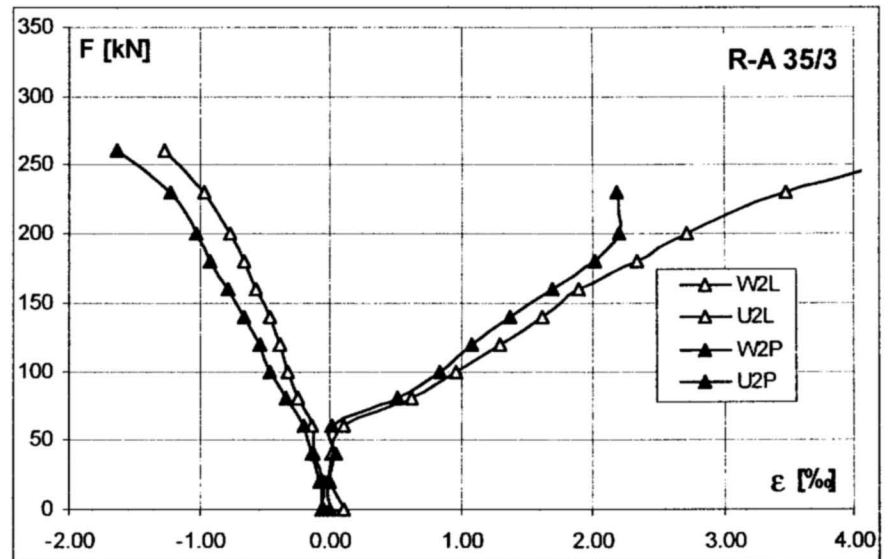
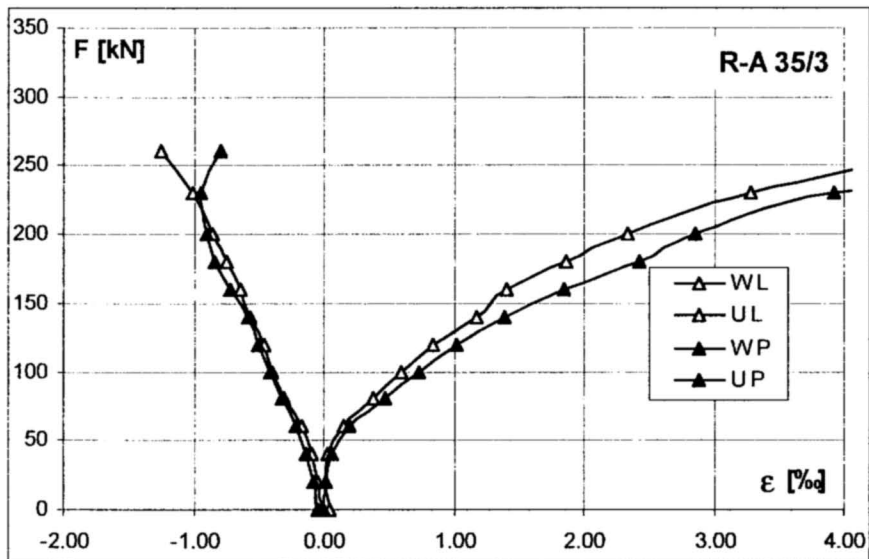
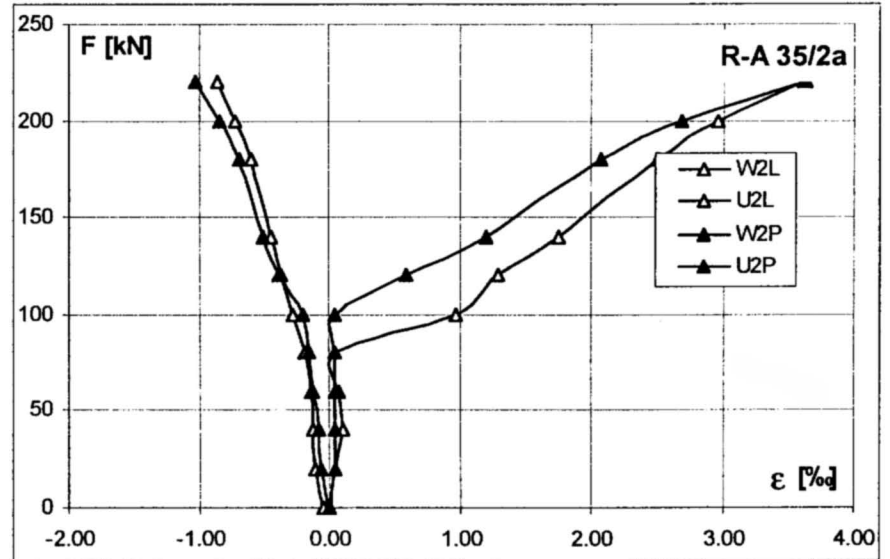
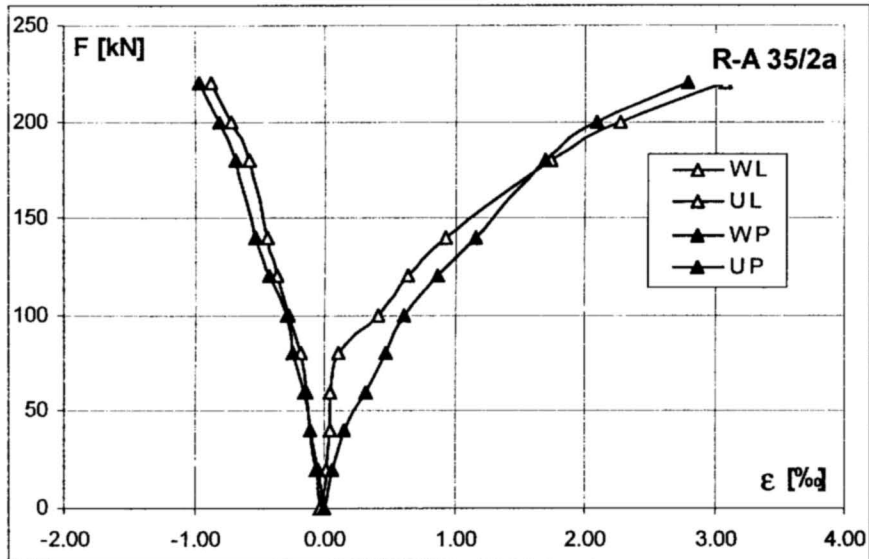
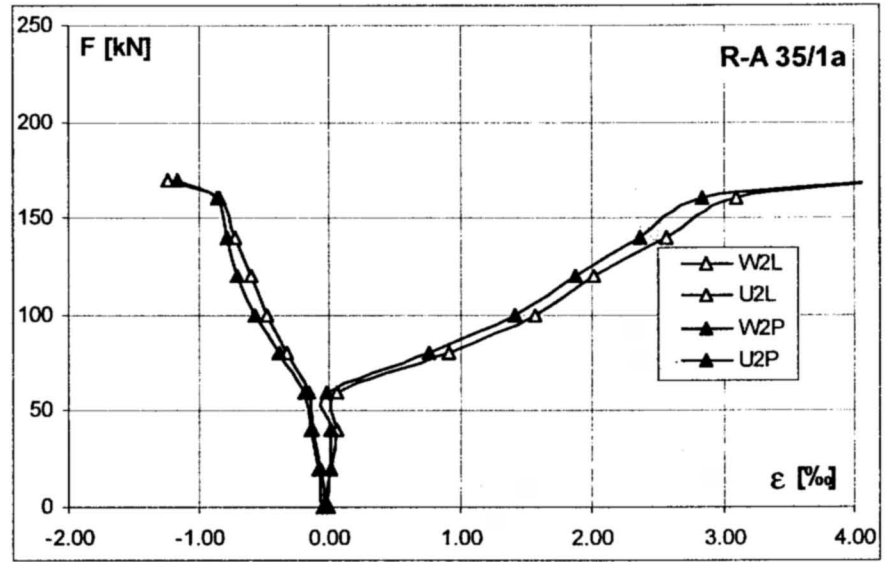
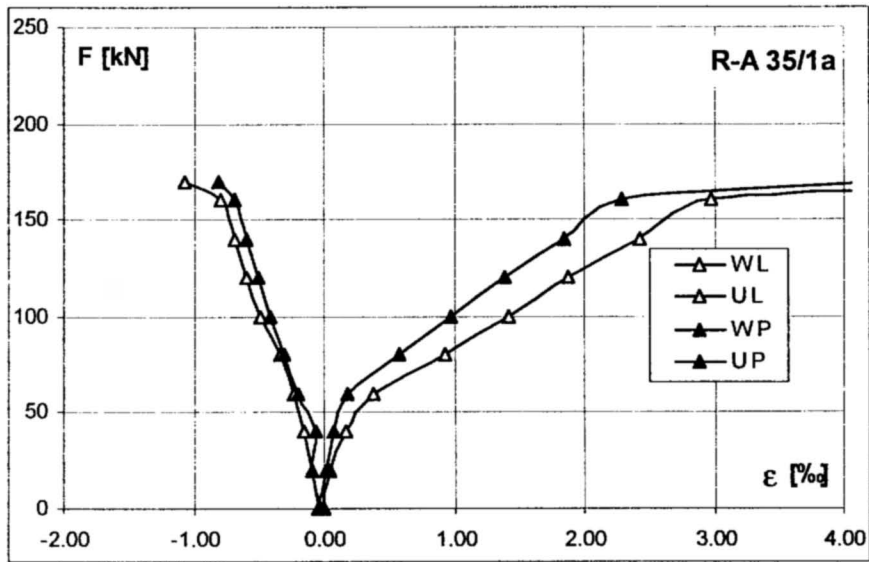
Main factors determining the strain condition in the joint is concrete strength and stiffness of elements connected in the joint. The amount of reinforcement in the beam is decisive to the value of the cracking load in support cross-section.



Rys. 3.11. Odkształcenia betonu - węzeł; P- węzeł z prętem ukośnym, L - węzeł bez pręta ukośnego
 Fig. 3.11. Concrete strains in node; P - joint with an inclined bar, L - joint without an inclined bar



Rys. 3.12. Odształcenia betonu - węzeł; P- węzeł z prętem ukośnym, L - węzeł bez pręta ukośnego
 Fig. 3.12. Concrete strains in node; P - joint with an inclined bar, L - joint without an inclined bar



Rys. 3.13. Odkształcenia betonu - węzeł; P - prawa strona, L - lewa strona
 Fig. 3.13. Concrete strains in node; P - right side, L - left side

Punktem charakterystycznym na wykresach odkształceń średnich i „wewnętrznych” jest obciążenie, przy którym w węźle tworzy się rysa ukośna wzdłuż krzyżulca ściskanego. Począwszy od tego obciążenia zaczynają zdecydowanie przyrastać odkształcenia średnie wzdłuż bazy W - krzyżulec rozciągany. Dodatkowo zarysowanie węzła powoduje, że wyężenie krzyżulca ściskanego U zwiększa się istotnie, jednak przyrost odkształceń przy kolejnych poziomach obciążenia nie jest tak znaczący, jak wzdłuż krzyżulca rozciąganego.

Podobną sytuację obserwujemy analizując lokalne odkształcenia wzdłuż baz U2 i W2. Na podstawie przedstawionych na rys. 3.11, 3.12 i 3.13 wykresów odkształceń w środku węzła można określić obciążenie wywołujące ukośne zarysowanie. W elementach serii I, II i III, wykonanych z betonu o $f_{c,cube}=40\text{MPa}$, zjawisko to w przeważającej większości przypadków miało miejsce przy obciążeniu rygła siłami F w przedziale $80\div 90\text{kN}$, natomiast gdy elementy wykonane były z betonu o $f_{c,cube}=90\text{MPa}$ obciążenie rysujące wzrastało do poziomu $120\div 140\text{kN}$. Jedynie w elemencie R-A 90/3 - seria IV oraz R-A 90/2 - seria I zarysowanie nastąpiło przy obciążeniach zbliżonych do poziomu stwierdzonego w elementach wykonanych ze słabego betonu.

Wartości sił F_{cr} , przy których obserwowano zarysowania węzła lewego/prawego zestawiono w tablicy 3.2.

Tablica 3.2. Siły rysujące F_{cr} [kN]
Table 3.2. Cracking forces F_{cr} [kN]

Typ elementu Element type	Siła normalna w słupie Normal force in column	
	50kN (typ A)	200kN (typ B)
R - 35/1	80	80
R - 35/1a	60	-
R - 35/2	80	80/90
R - 35/2a	80/100	-
R - 90/1	100/120	120/140
R - 90/2	60/100	100/140-
R - 35/3	70	-
R - 90/3	60/80	-

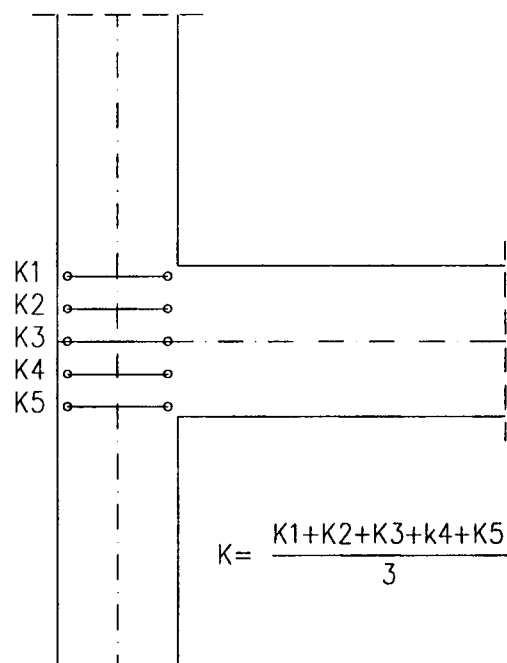
W każdym elemencie przy obciążeniach o $5 \div 10\%$ mniejszych od niszczących, odkształcenia osiągnięte zarówno wzdłuż bazy W i lokalnie wzdłuż bazy W2 przekroczyły zdecydowanie 2‰ . Przy takich wydłużeniach odkształcenia wzdłuż krzyżulca ściskanego nigdy nie były większe od $1,5\text{‰}$. Odkształcenia zbliżone do granicznych dla betonu ściskanego zmierzono w elementach serii IV, jednak było to związane z uplastycznieniem zbrojenia głównego rygła.

Po przeanalizowaniu wyników badań dla pierwszych elementów, w pozostałych badaniach wprowadzono dodatkowe bazy pomiarowe w węźle oznaczone jako K1 do K5 - rys. 3.14. Na rys. 3.15 pokazano średnie odkształcenia wyliczone z baz K1 do K5 dla węzła lewego i prawego. Przed zarysowaniem węzła przyrost odkształceń jest bardzo mały, a w niektórych przypadkach zerowy, nato-

The characteristic point in the diagrams of mean and „interior” strains is the load at which inclined crack is formed along the strut in compression. Starting from this load, mean strains along the base W - cross-tie in tension are beginning to rise appreciably. Additional cracking of the joint causes the effort in compressed U strut to rise appreciably, but strain increase at subsequent load steps is not so significant as this along the cross-tie in tension.

Similar situation can be found in analysing local strains along U2 and W2 bases. On the basis of interior strain diagrams, presented in Figs. 3.11, 3.12 and 3.13, the load causing inclined cracks can be defined. In elements of I, II and III series cast of $f_{c,cube}=40\text{MPa}$ concrete this effect took place in most cases at beam loads F in the range $80\div 90\text{MPa}$. With elements cast of $f_{c,cube}=90\text{MPa}$, cracking load rose to $120\div 140\text{MPa}$ level. Only in elements R-A 90/3 of series IV and R-A 90/2 of series I cracking occurred at loads approaching the level found in elements cast of poorer concrete.

Values of F_{cr} forces at which cracking in left / right joint was observed are presented in Table 3.2.

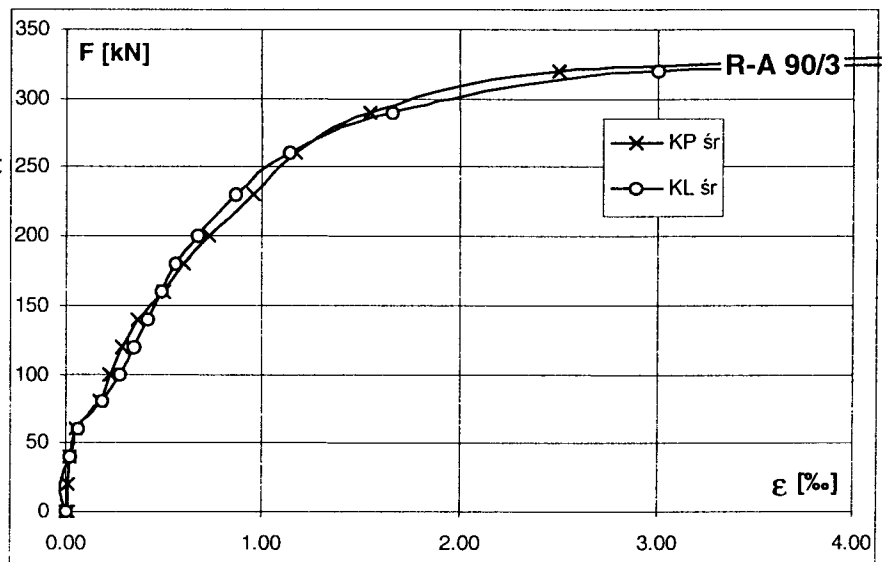
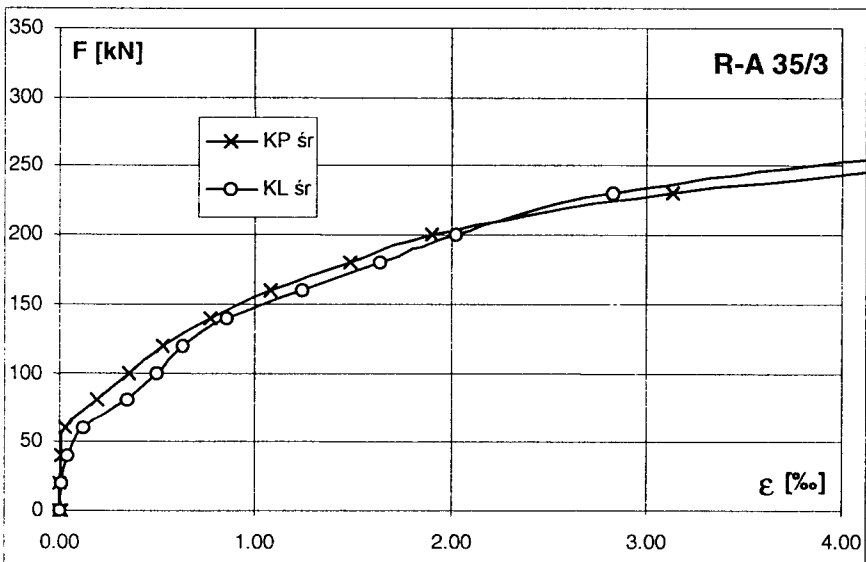
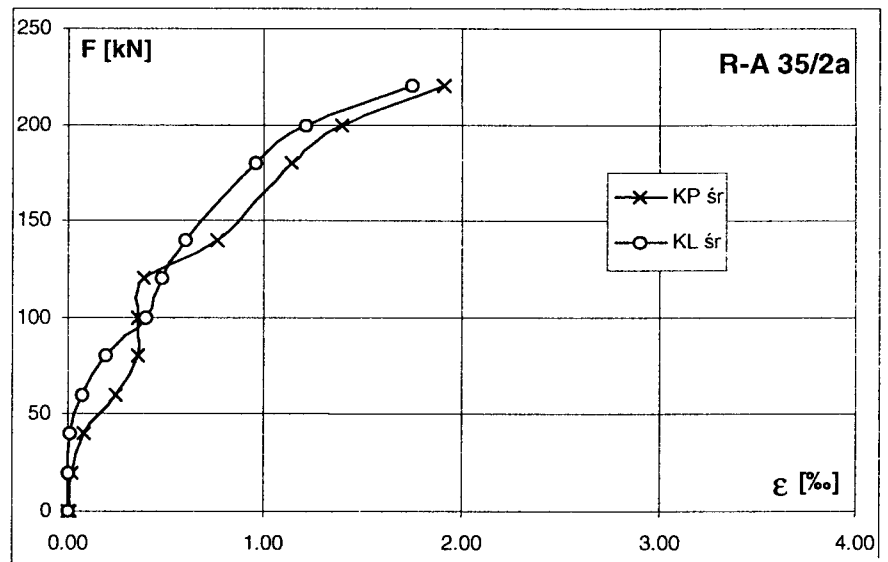
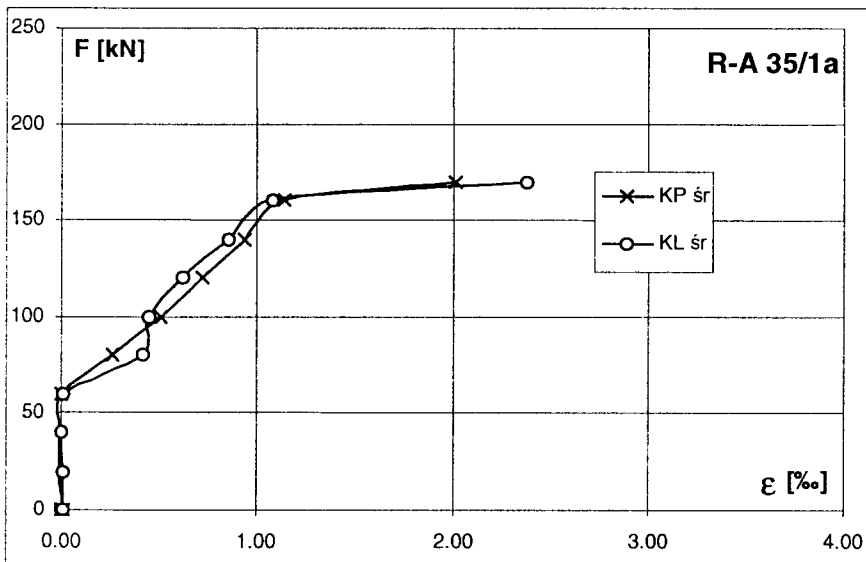
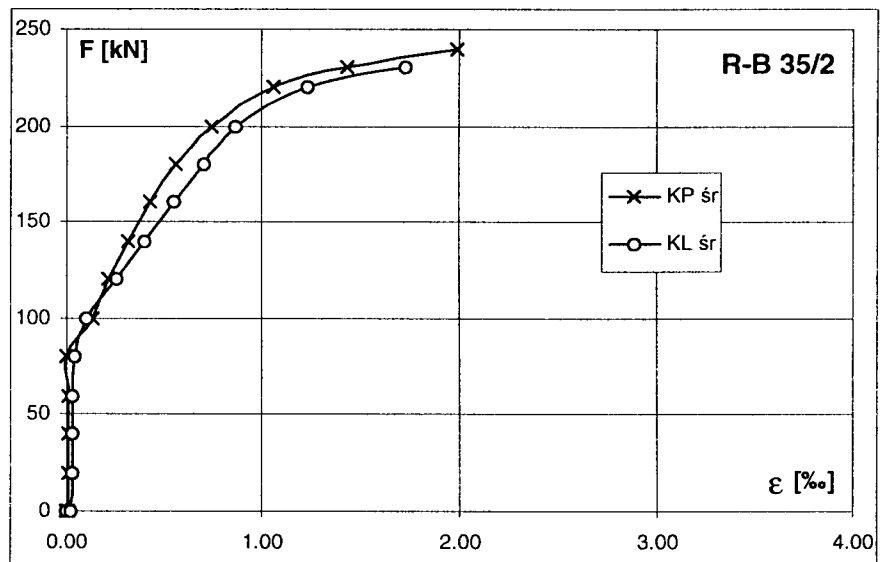
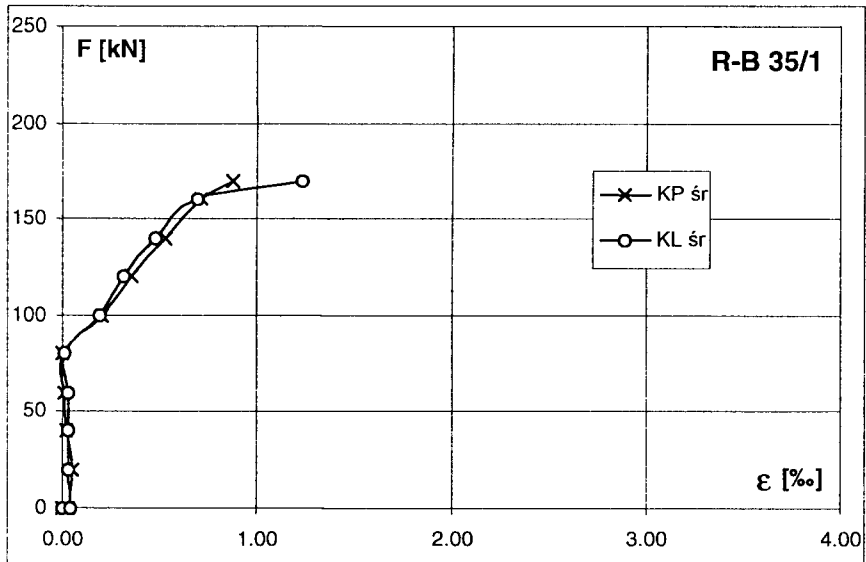
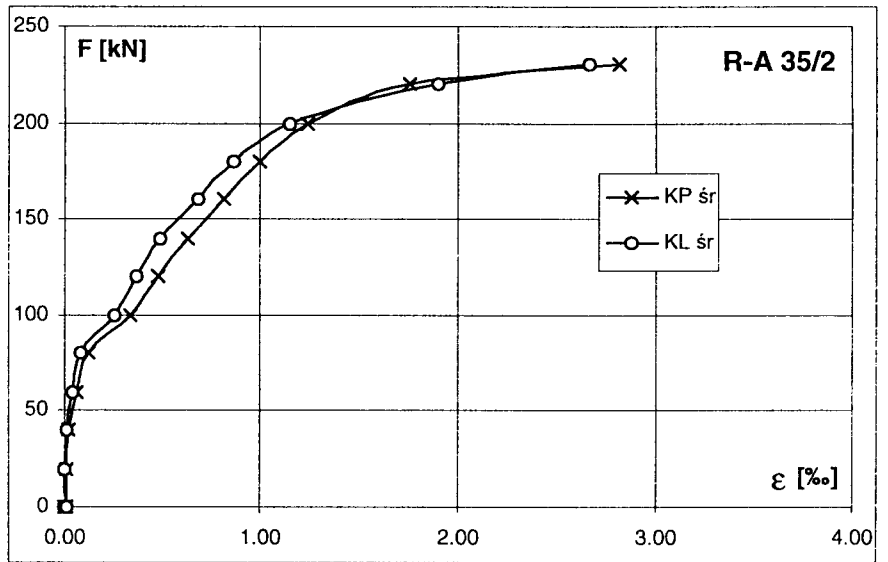


Rys. 3.14. Układ baz pomiarowych w węźle
Fig. 3.14. Arrangement of measuring bases in the joint

In every element at loads 5 to 10% lesser than loads at failure, strains reached along W base and - locally - along W2 base exceeded appreciably 2‰ . At such elongation, the strains along the compressed strut never exceeded $1,5\text{‰}$. Strains approaching the limit for concrete in compression have been measured in elements of series IV but this was connected with plasticisation of main reinforcement in beam.

Having analysed results for the first elements, additional measuring bases were introduced in the joint for remaining tests. They are marked as K1 to K5 in Fig. 3.14. Mean strains computed from bases K1 to K5 for the left-hand and right-hand side joints are shown in Fig. 3.15. Before cracking of the joint, the increase of strains is very small, in some cases nil, but beginning from the load that caused cracking of the joint, the increase of strain in subsequent loading steps is rising appreciably.

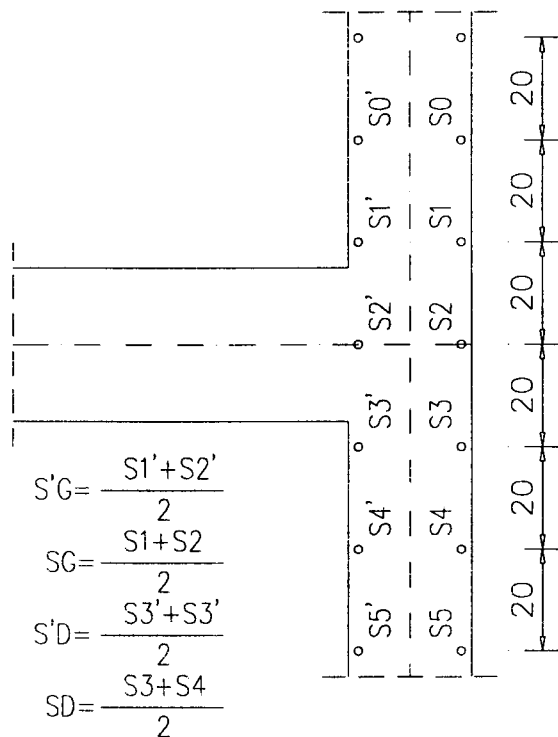
miast począwszy od obciążenia wywołującego zarysowanie węzła przyrost odkształceń przy kolejnym kroku obciążenia wzrasta znacząco.



Rys. 3.15. Odkształcenia betonu - węzeł; P- prawa strona, L - lewa strona
 Fig. 3.15. Concrete strains in node; P - right side, L - left side

3.2.4. Słupy

Do analizy odkształceń wybrano bazy zlokalizowane bezpośrednio w obszarze połączenia rygiel słup oraz bazy sąsiednie - rys. 3.16. Na rys. 3.17, 3.18 oraz 3.19 przedstawiono lokalne (na poszczególnych bazach) odkształcenia słupów w obszarze połączenia z ryglem i średnie odkształcenia zmierzone na odcinku 400mm.



Rys. 3.16. Układ baz pomiarowych, przywęzłowy odcinek słupa

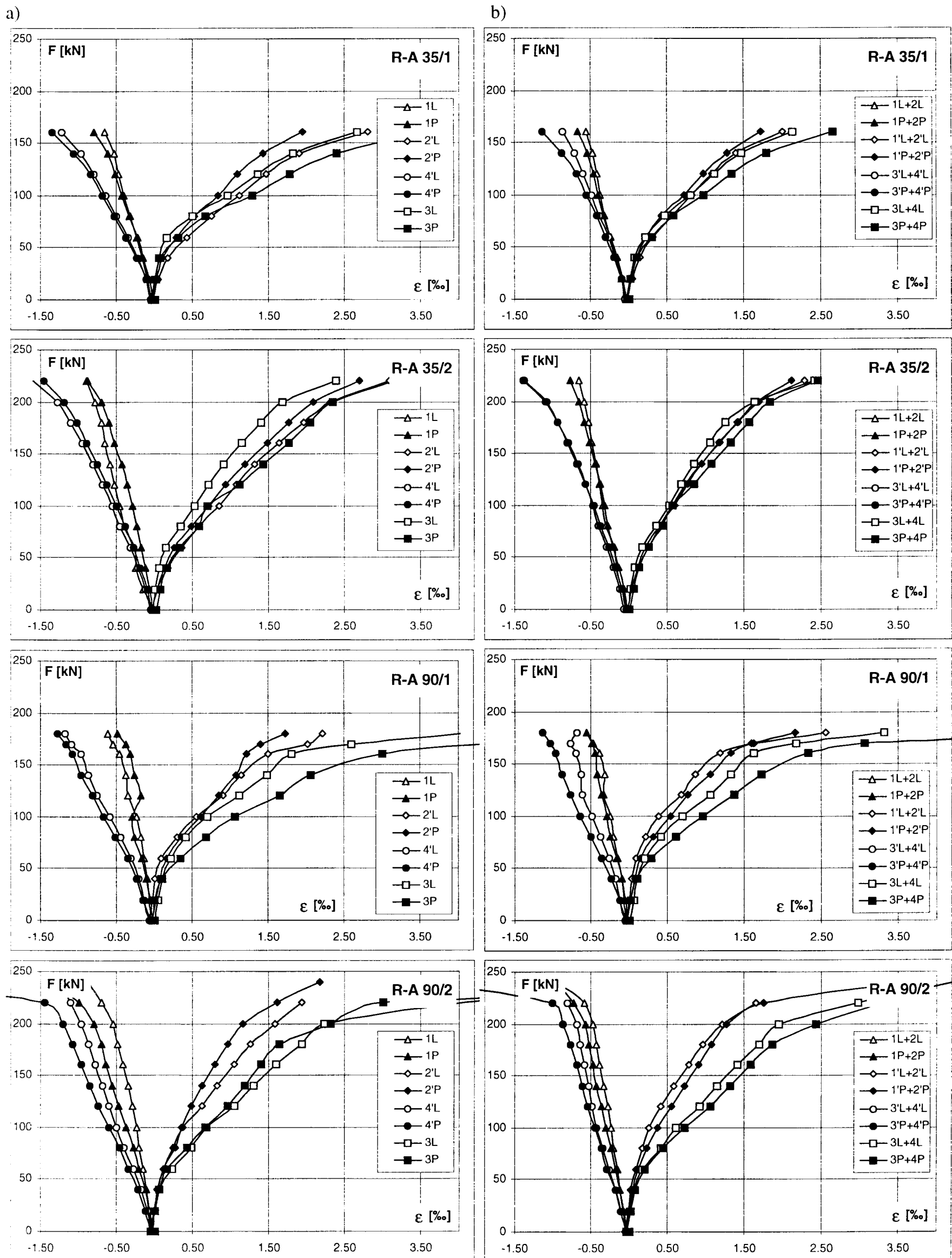
Fig. 3.16. Arrangement of measuring bases - the joint segment of column

Analizując odkształcenia lokalne, w bezpośrednim sąsiedztwie rygla jak i uśrednione, można stwierdzić, że w strefie rozciąganej we wszystkich elementach stal zbrojeniowa uległa uplastycznieniu przy obciążeniach zbliżonych do obciążeń wywołujących uplastycznienie zbrojenia w ryglu. W strefie ściskanej w słupie dolnej kondygnacji wyraźnie widoczny jest wpływ obciążenia rygla zwiększający znacznie siłę normalną. Na wszystkich rysunkach wykresy odkształcenia dla słupa dolnego i górnego rozdzielają się, tworząc dwie odrębne pary krzywych. Ostatnie pomiary wykazują, że w żadnym elemencie, mimo uplastycznienia stali w strefie rozciąganej, nie nastąpiło nadmierne wyczerpanie strefy ściskanej słupa górnej kondygnacji. W większości przypadków w słupie górnej kondygnacji odkształcenia lokalne, jak i średnie nie przekroczyły 1,0‰ w elemencie z małą siłą normalną i 1,5‰ w elementach z większą siłą normalną. W słupie dolnej kondygnacji odkształcenia w strefie ściskanej były zdecydowanie większe i w niektórych elementach przekroczyły znacznie 2‰. Przy obciążeniach niszczących obserwowano wyczerpanie nośności betonu w strefach ściskanych przy ryglu, zarówno w słupach górnych jak i dolnych. Symptomy przeciążenia betonu ściskanego w słupie górnym w elementach serii I i II widoczne były już jednak przy mniejszych obciążeniach. Związane to było z wpływem na sztywność węzłów ukośnego zbrojenia umieszczonego tylko w prawym narożu. W końcowej fazie obciążenia, przy sztywniejszym prawym węźle dochodziło do dużych odkształceń słupa poniżej tego węzła (bazy S3P i S4P), co powodowało stopniową utratę stateczności całego układu i w konsekwencji wzrost odkształceń także w lewym słupie. Elementy serii III i IV zniszczyły się bez utraty stateczności, a wyczerpanie słupa prawego i lewego było porównywalne.

3.2.4. Columns

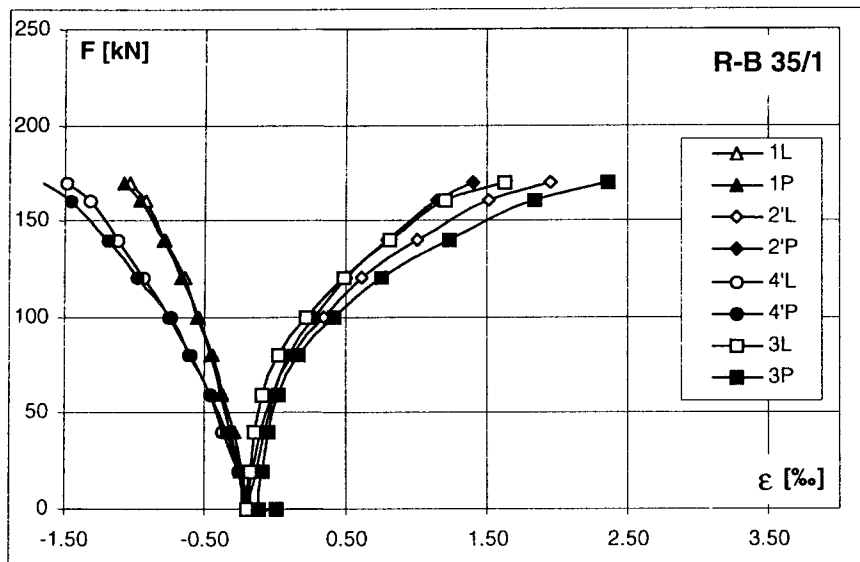
Bases located directly in the zone of beam-column connection and adjacent bases were chosen for strain analysis - Fig. 3.16. In Figs. 3.17, 3.18 and 3.19 local column strains (in individual bases) are shown in the region of connection with the beam as well as mean strain measured along the interval of 400 mm.

Analysing the local strain as well as averaged strains in the immediate vicinity of beam, it was found that in tension zone of all elements the reinforcing steel was plastified at loads nearing the loads causing steel plasticization in beam. In compression zone of the lower floor column distinctly visible is the influence of beam load, augmenting appreciably the normal force. In all strain diagrams, the graphs for the upper and lower columns diverge, forming two separate pairs of curves. Last measurements show, that in none of the elements excessive effort did occur in upper floor columns, despite plasticisation of steel in the tension zone. In majority of cases, in upper floor columns the local strains did not - on average - exceed 1‰ in elements with smaller normal force and 1.5‰ with the greater normal force. In lower floor columns, the strains in compression zone were decidedly greater and in some elements exceeded 2‰ by a large margin. At failure loads, exhaustion of capacity of concrete was noticed in the compression zone, immediately near the junction with the beam, both in upper and in lower floor columns. In series I and II elements the symptoms of excessive load in the compressed concrete were visible already at lower loads. This was connected with the influence of inclined reinforcement (placed in the right-hand corner only) on stiffness of the joints. In the final stage of loading, with stiffer right-hand joint, large deformations resulted beneath this joint (bases S3P and S4P) causing gradual loss of stability of the whole system and - in consequence - increased deformations also in the left-hand column. Series III and IV elements failed without loss of stability of the entire system, and the efforts in left- and right-hand columns were comparable.

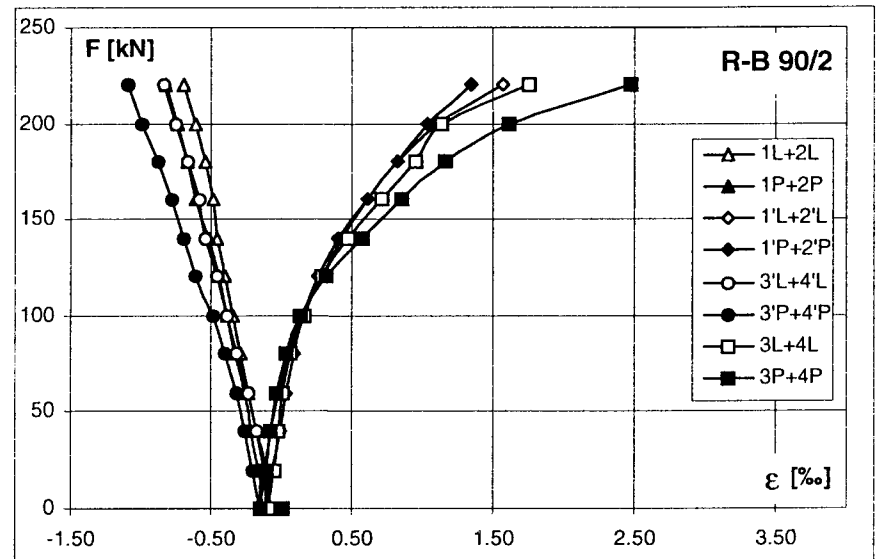
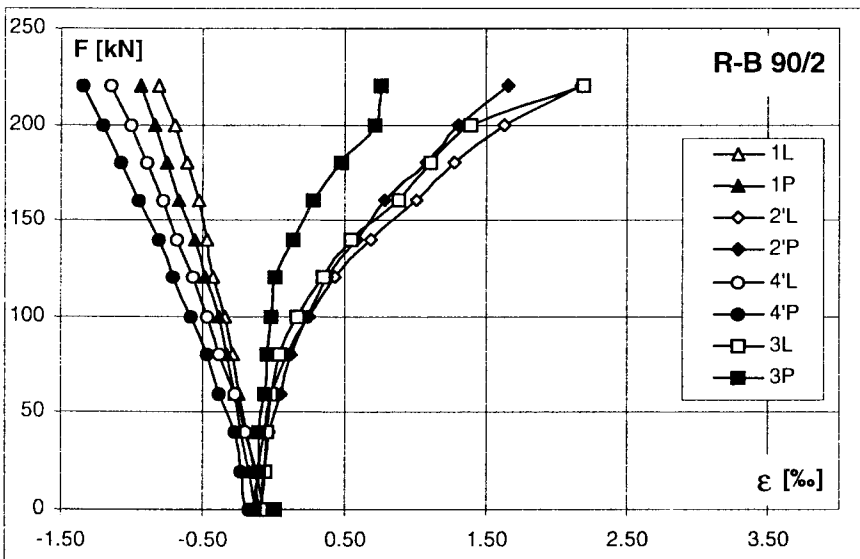
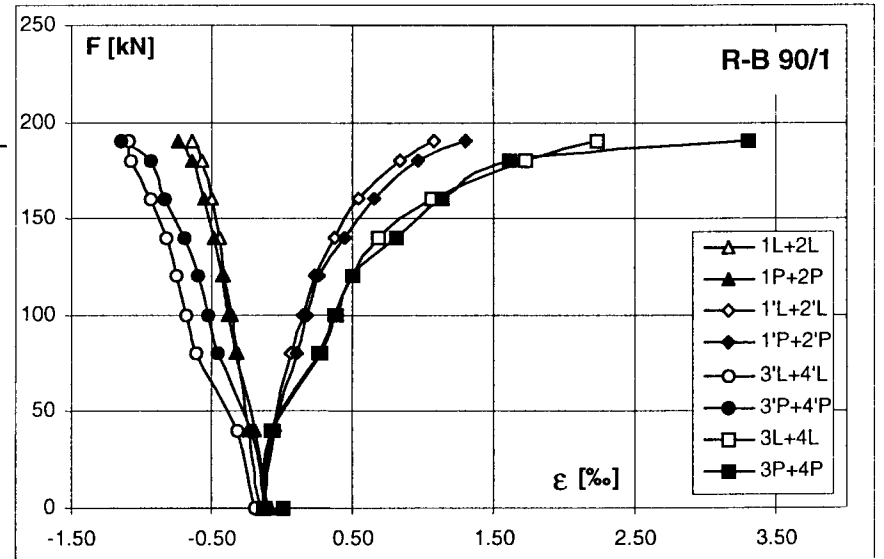
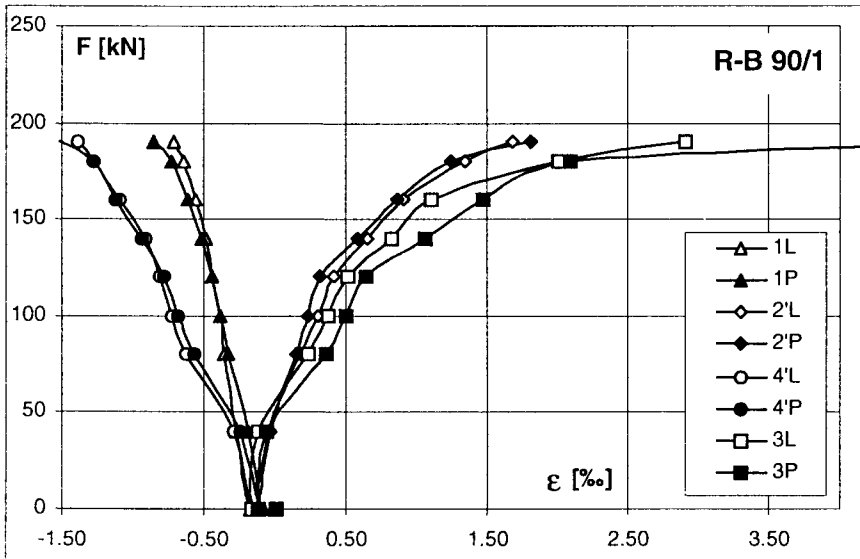
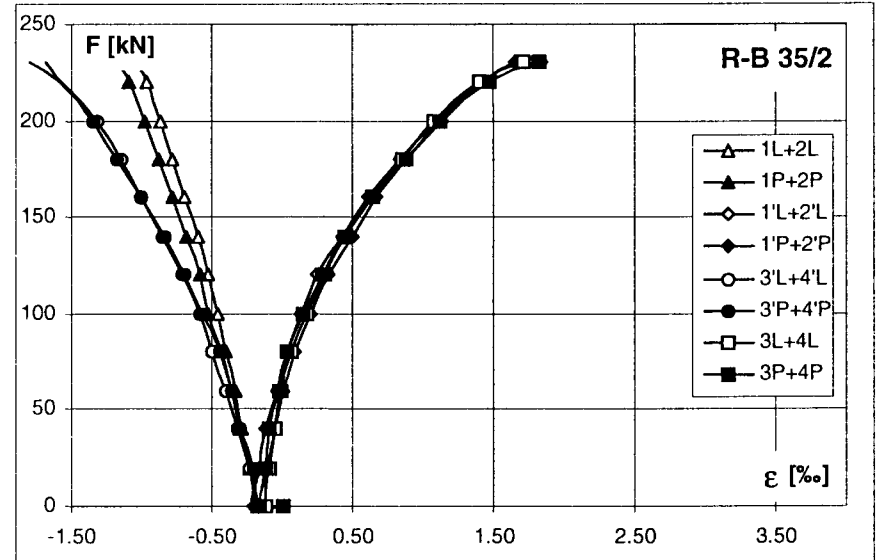
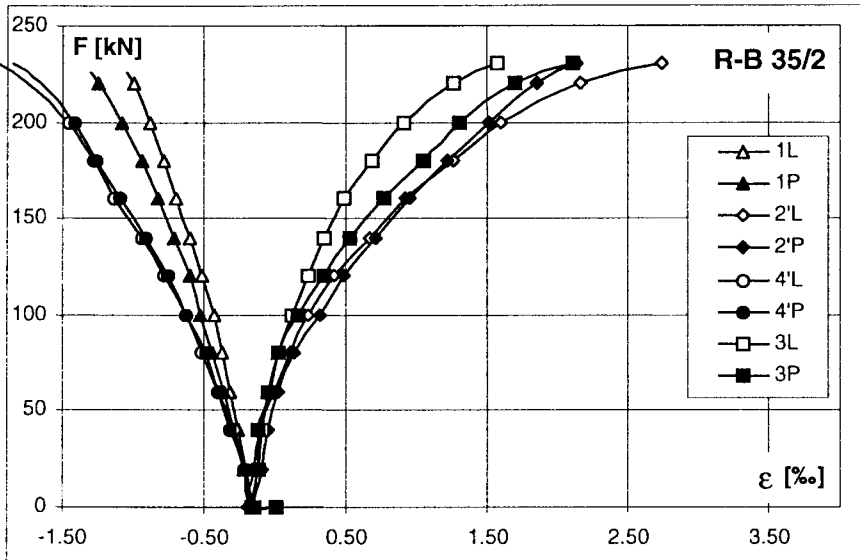
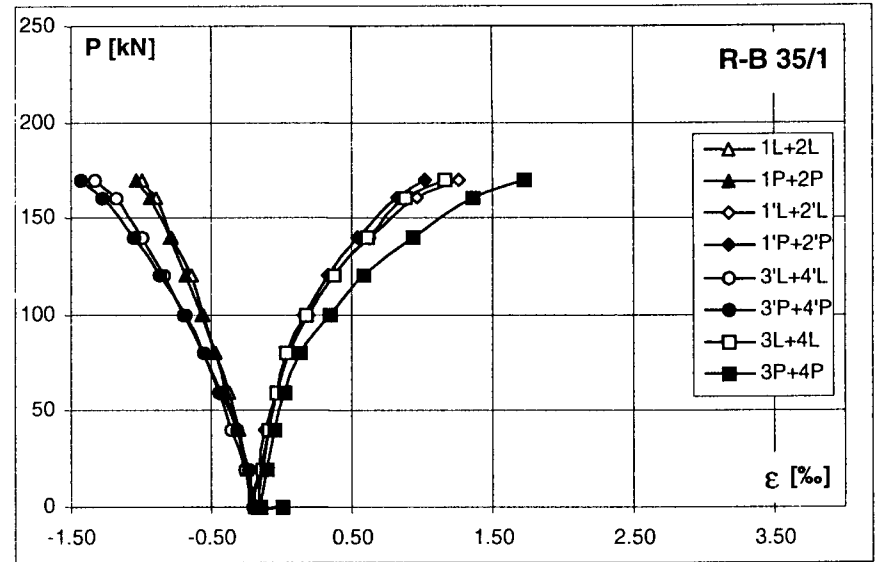


Rys. 3.17. Odsztalczenia betonu - słup - odcinek przywęzłowy; P- węzeł z prętem ukośnym, L - węzeł bez pręta ukośnego
 Fig. 3.17. Concrete strains - column - the connection interval; P - joint with an inclined bar, L - joint without an inclined bar

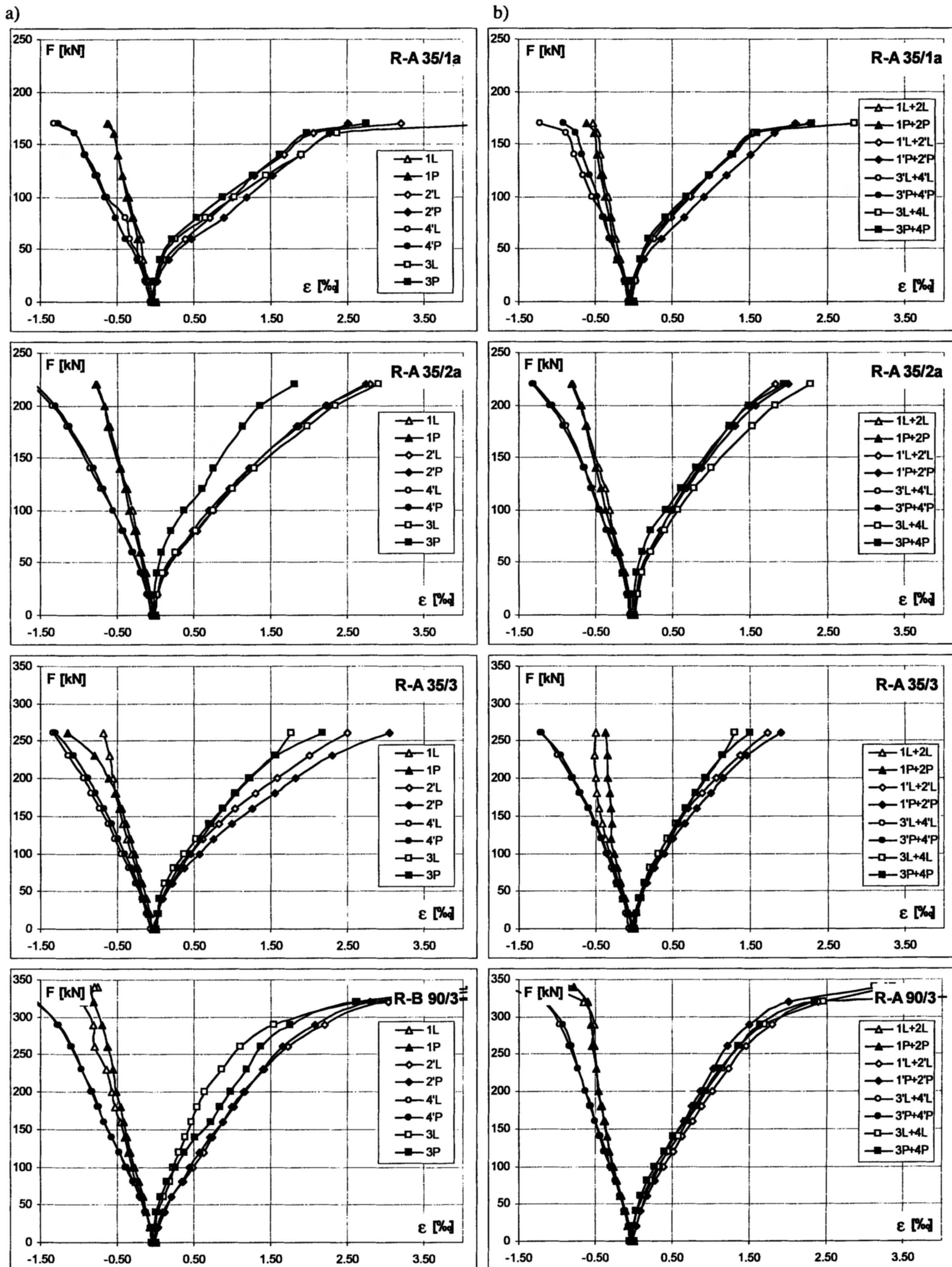
a)



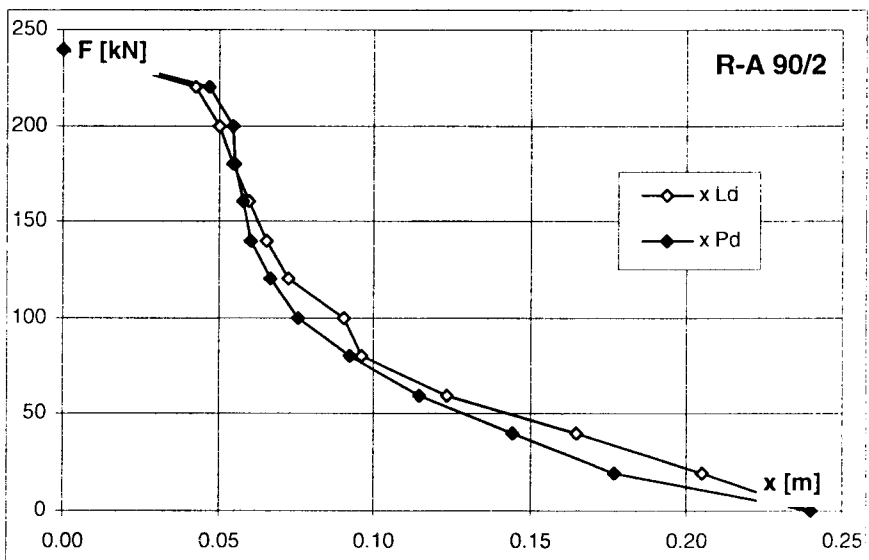
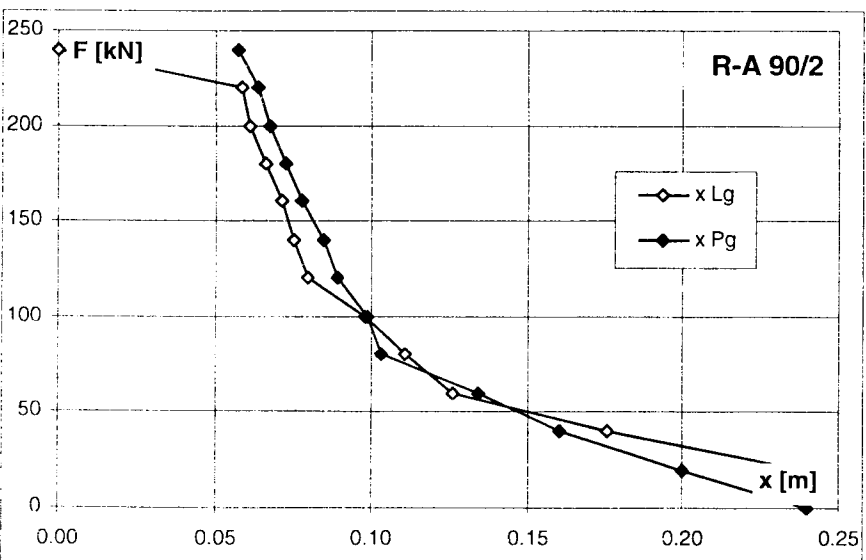
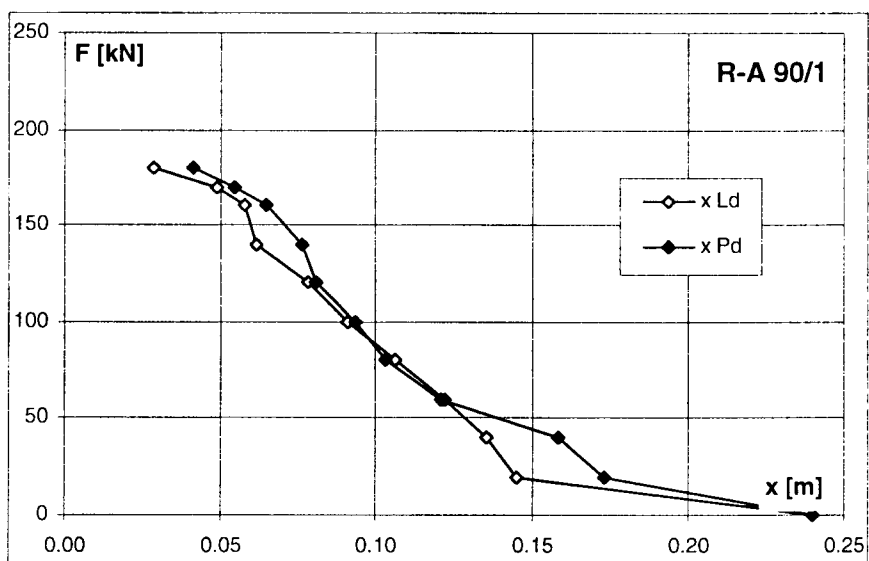
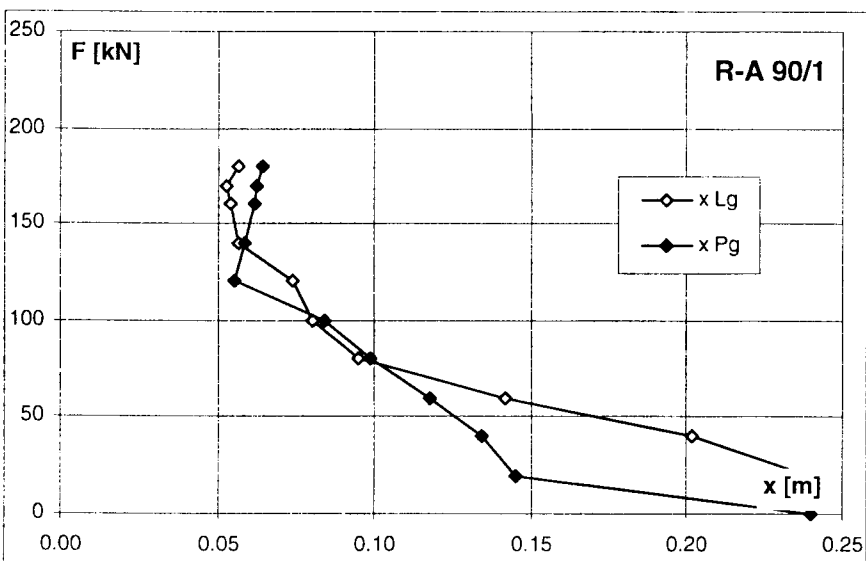
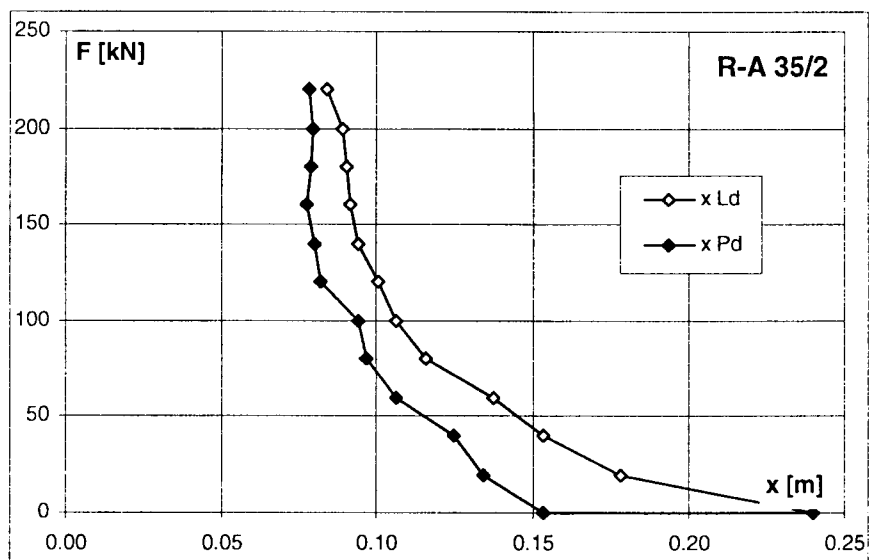
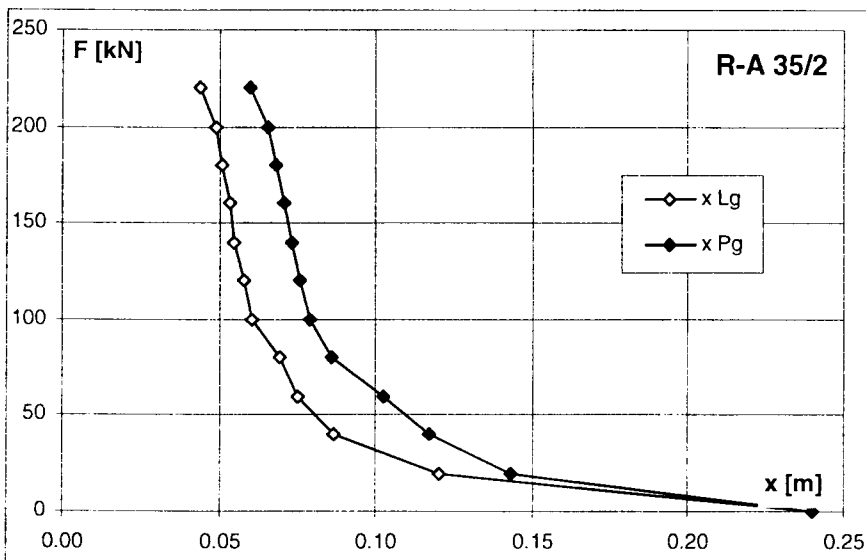
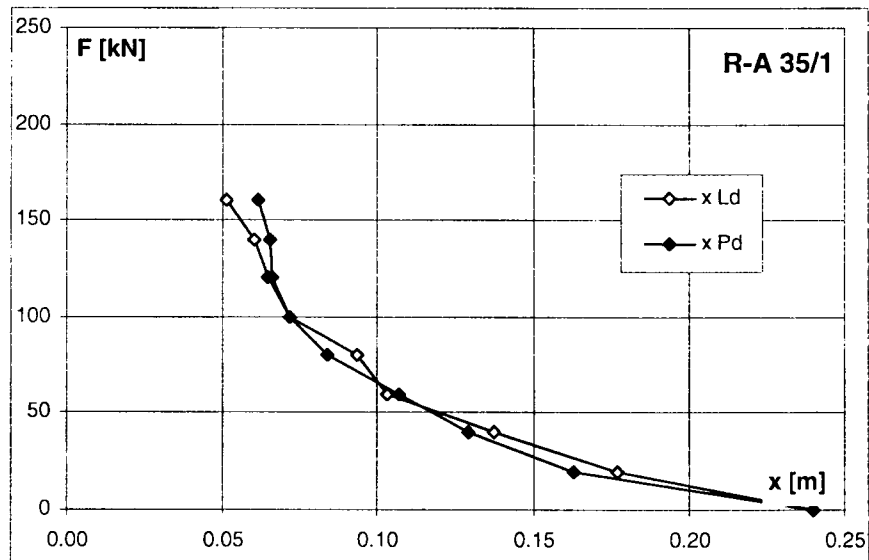
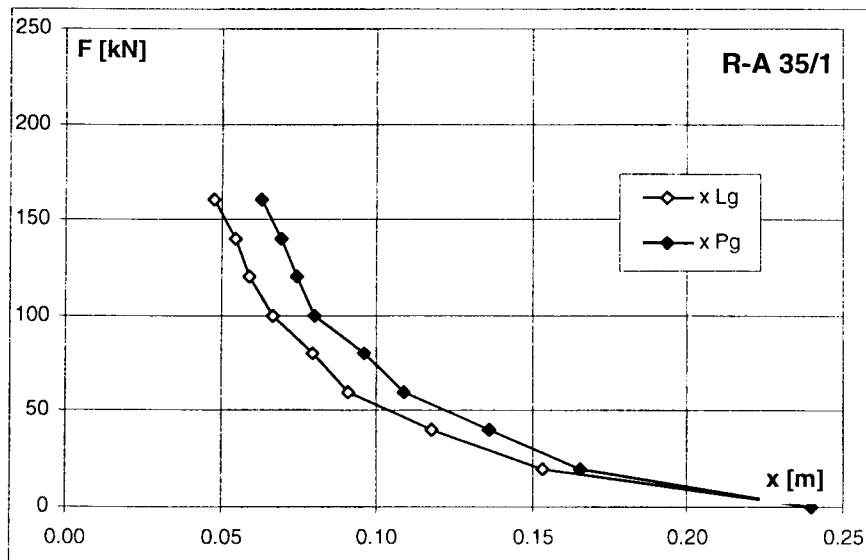
b)



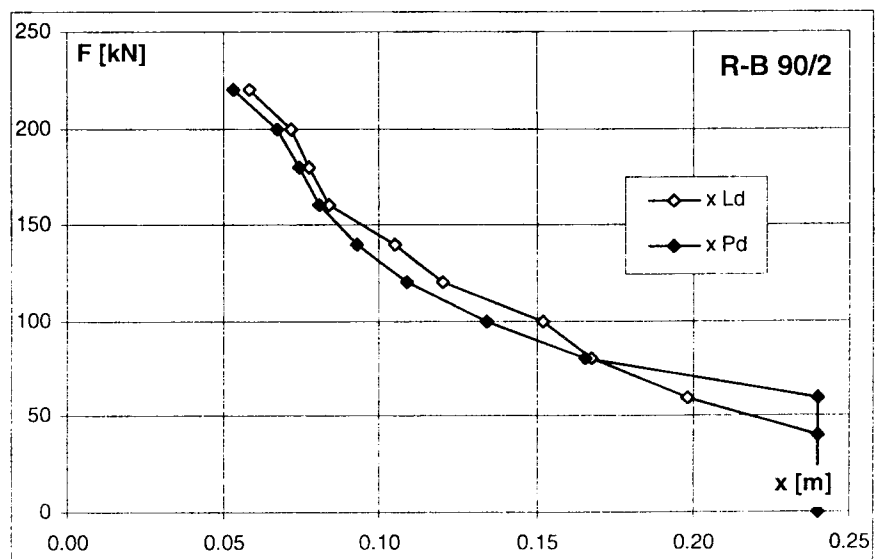
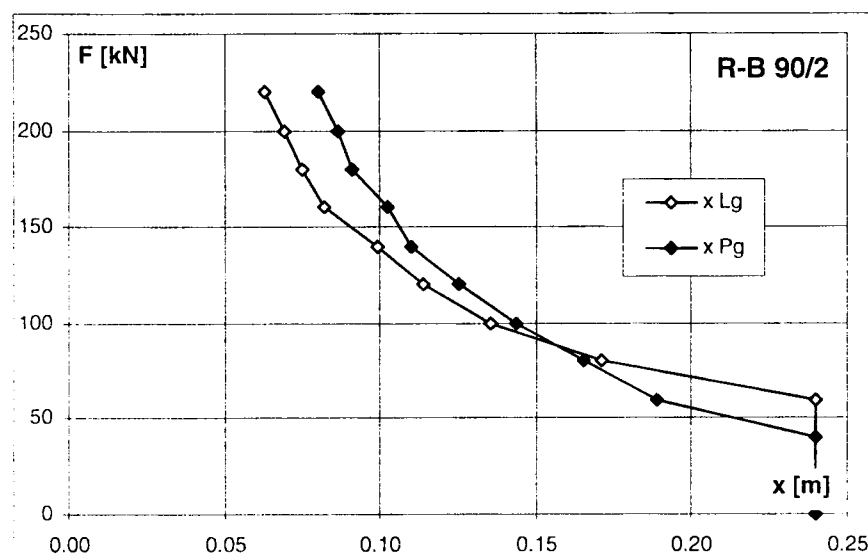
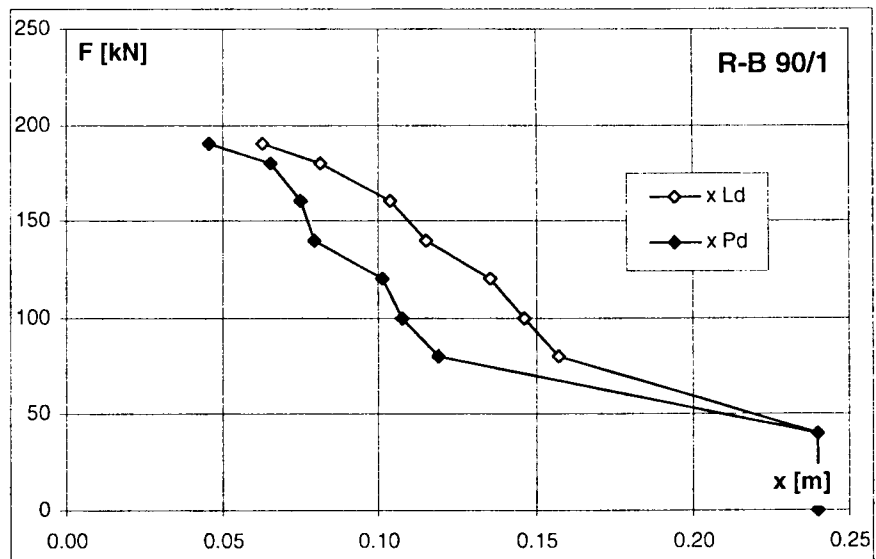
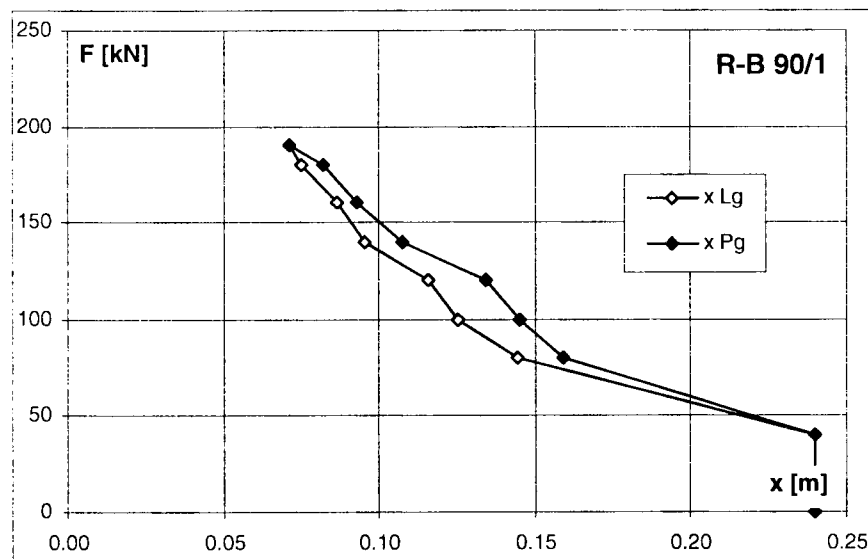
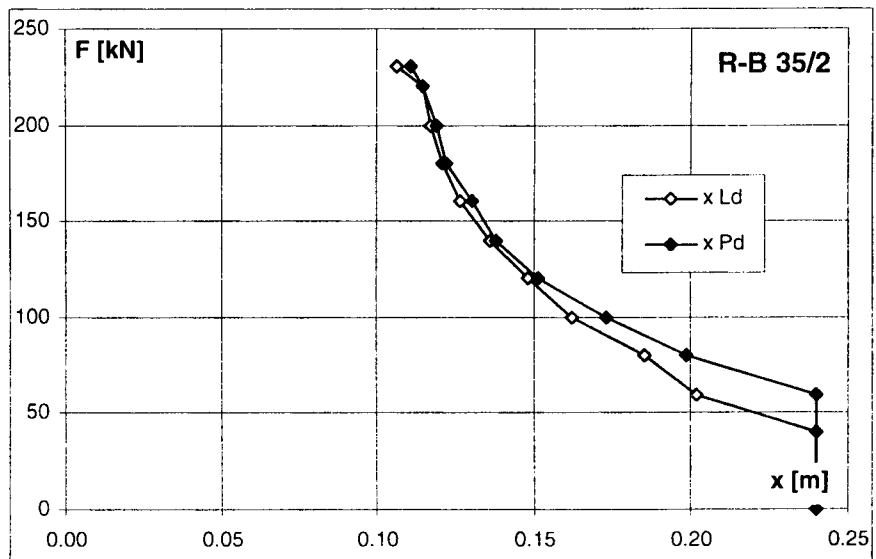
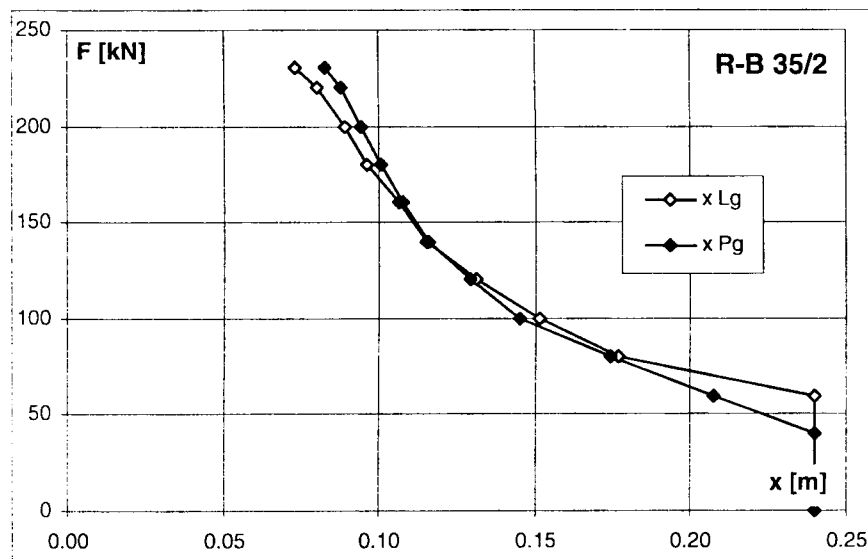
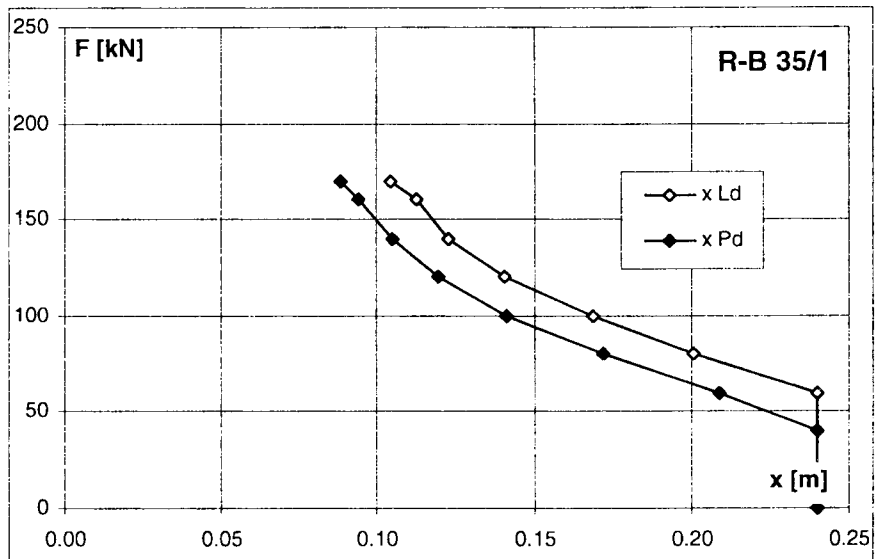
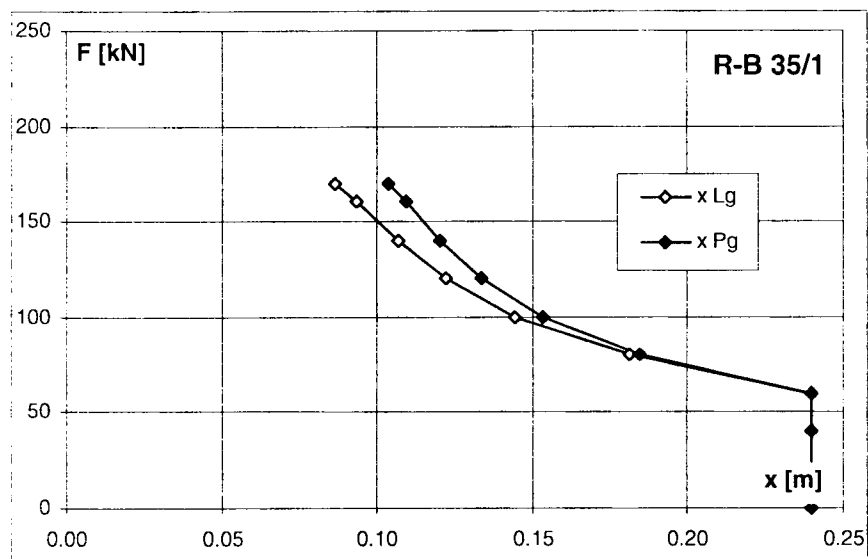
Rys. 3.18. Odształcenia betonu - słup - odcinek przywęzłowy; P- węzeł z prętem ukośnym, L - węzeł bez pręta ukośnego
 Fig. 3.18. Concrete strains - column - the connection interval; P - joint with an inclined bar, L - joint without an inclined bar



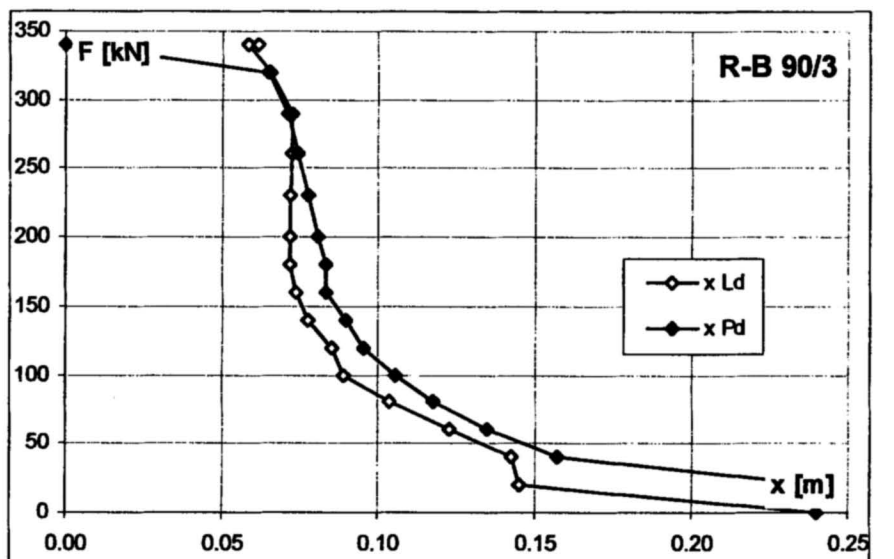
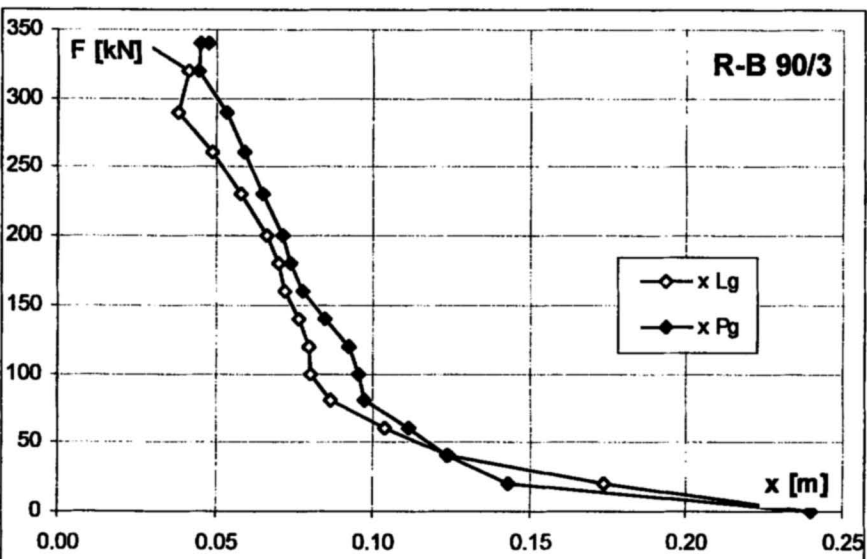
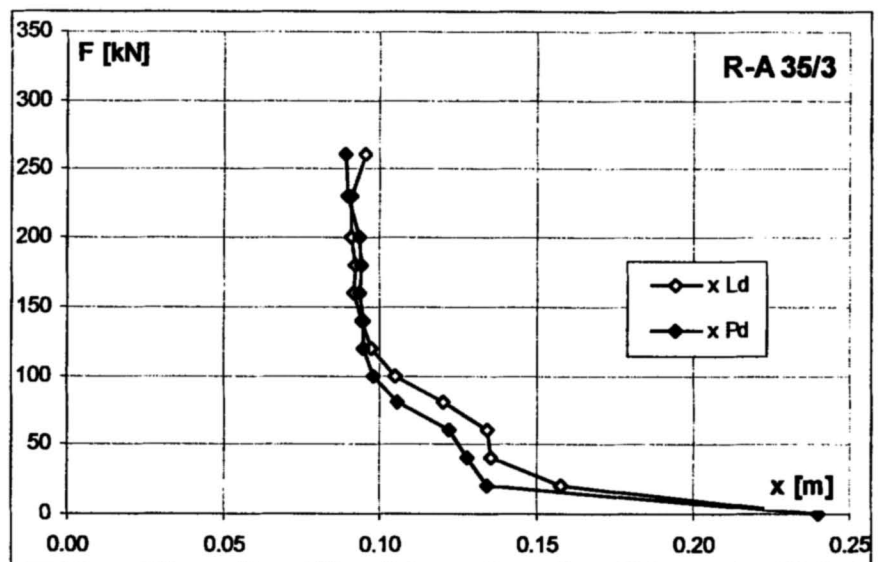
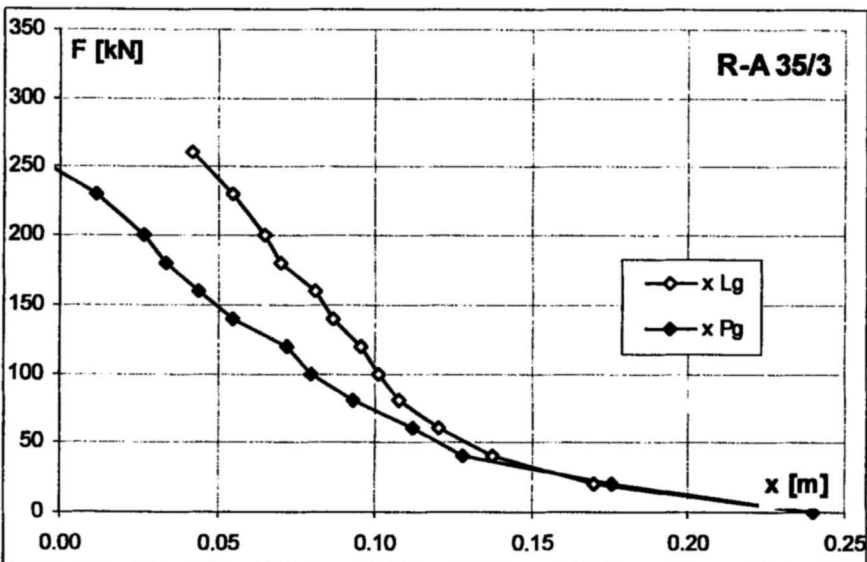
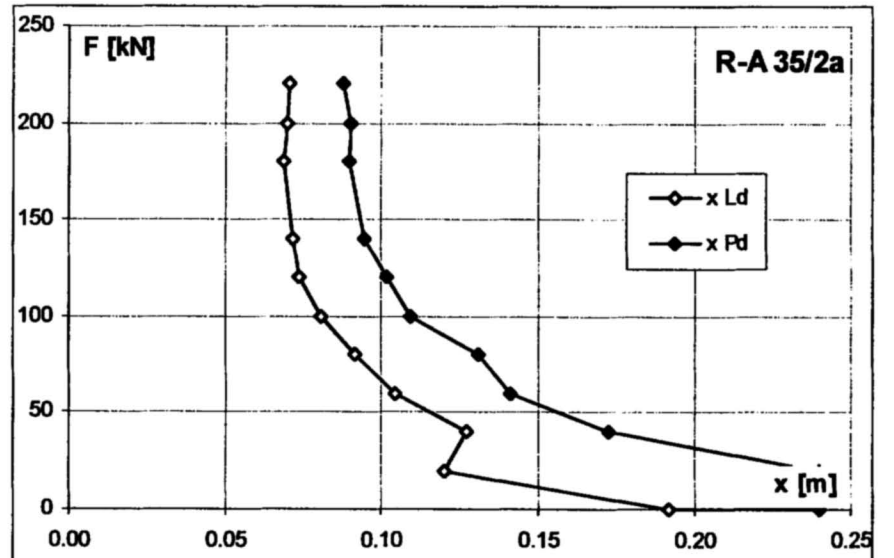
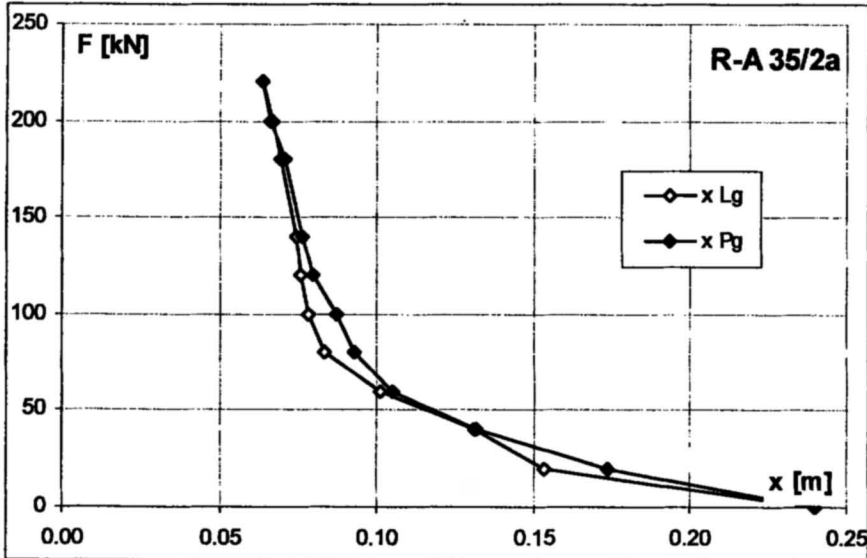
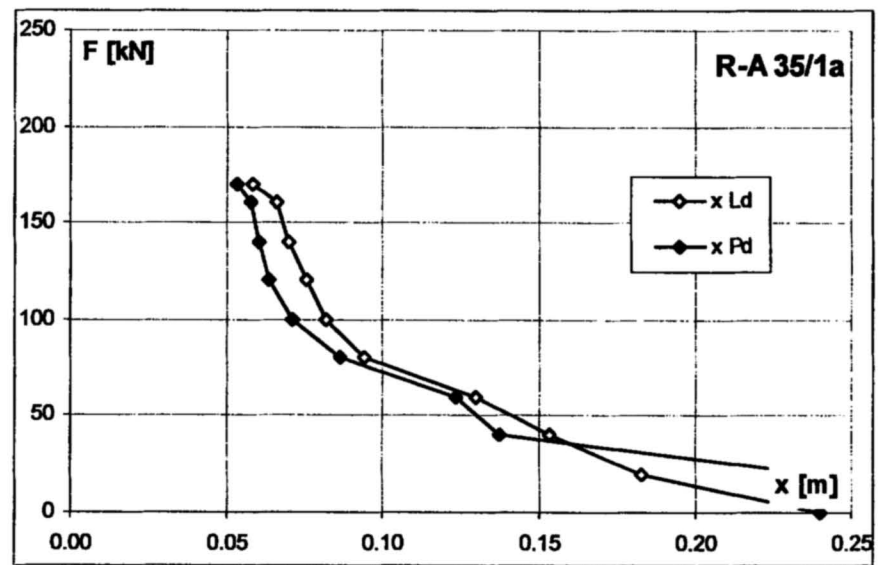
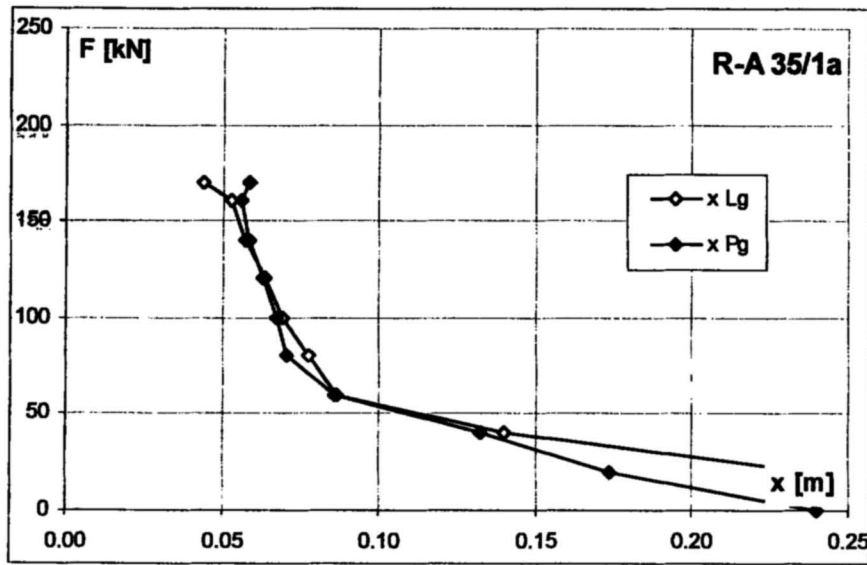
Rys. 3.19. Odkształcenia betonu - słup - odcinek przywęzłowy; P- węzeł prawy, L - węzeł lewy
 Fig. 3.19. Concrete strains - column - the connection interval; P - right - hand joint, L - left - hand joint



Rys. 3.20. Słup - wysokość strefy ściskanej; g - górna gałąź słupa, d - dolna gałąź słupa
 Fig. 3.20. Column - extent of compression zone; g - column above, d - column below



Rys. 3.21. Słup - wysokość strefy ściskanej; g - górna gałąź słupa, d - dolna gałąź słupa
 Fig. 3.21. Column - extent of compression zone; g - column above, d - column below



Rys. 3.22. Słup - wysokość strefy ściskanej; g - górna gałąź słupa, d - dolna gałąź słupa
 Fig. 3.22. Column - extent of compression zone; g - column above, d - column below

Na podstawie zmierzonych odkształceń wzdłuż baz zlokalizowanych bezpośrednio przy ryglu wyznaczono wysokość strefy ściskanej w słupie górnej i dolnej kondygnacji. Obliczenia przeprowadzono przy założeniu, że przekrój po odkształceniu pozostaje płaski. Graficzną prezentację wyników przedstawiają rysunki 3.20 + 3.22. W elementach serii I, II i III wysokość strefy ściskanej w słupie dolnej kondygnacji obliczona na podstawie odkształceń przekroju pokrywa się z wartościami otrzymanymi dla słupa górnego. Jedynie dla elementów serii IV wysokość strefy ściskanej różni się nieznacznie dla przekroju poniżej i powyżej rygla.

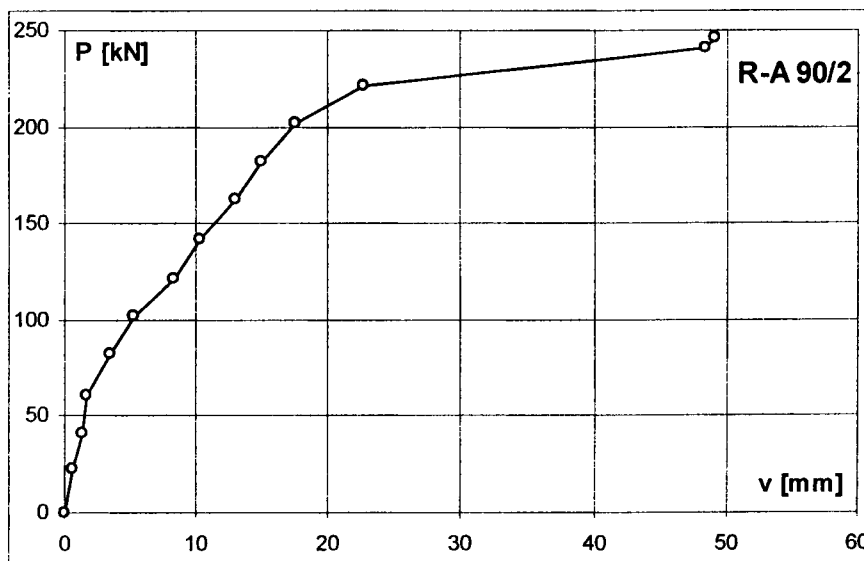
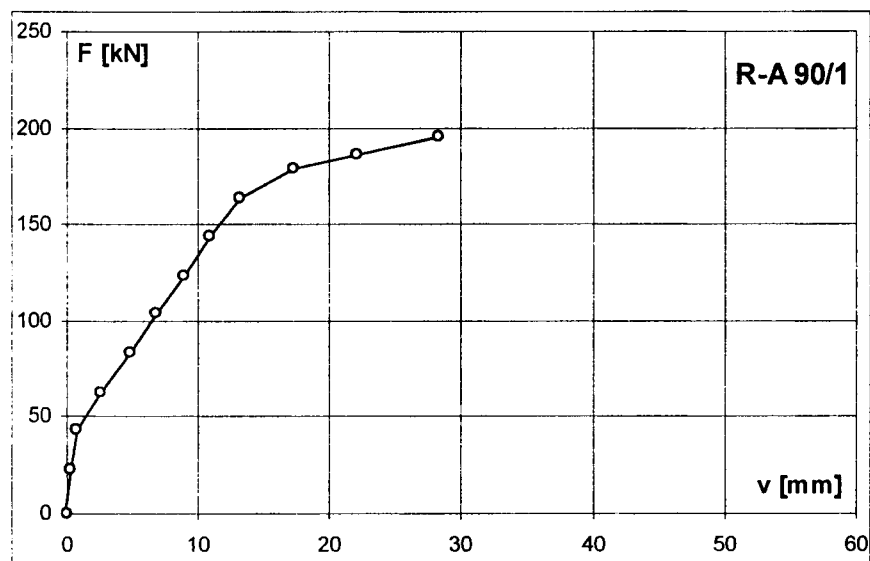
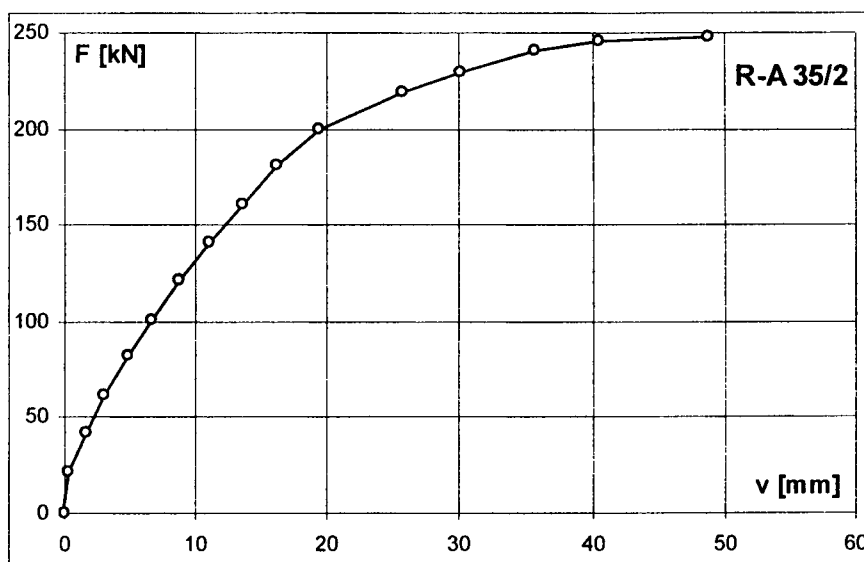
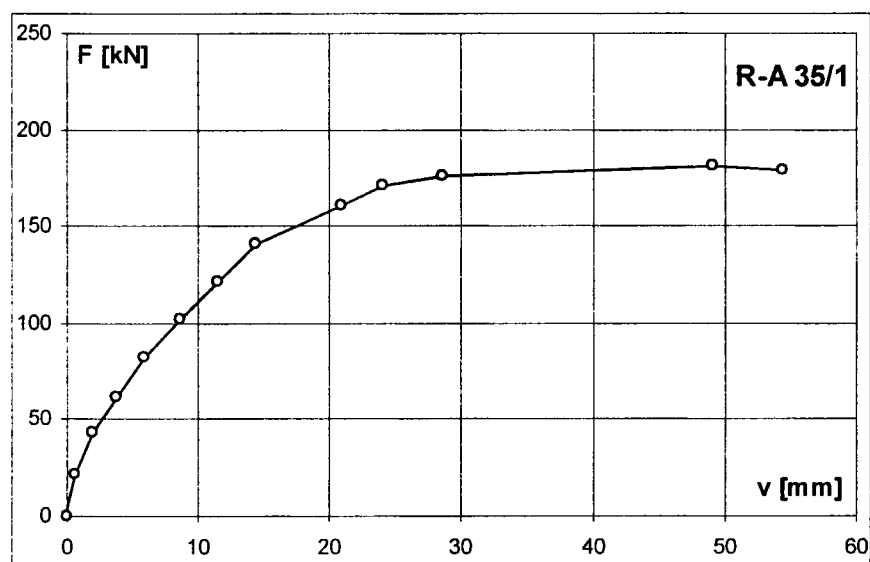
3.3. Przemieszczenia i obroty

W trakcie badania bezpośrednio po zwiększeniu obciążenia, jak również po wykonaniu wszystkich pomiarów odkształceń, przed kolejnym krokiem obciążenia wykonywane były pomiary przemieszczeń osi geometrycznych elementu. Schemat rozmieszczenia czujników indukcyjnych został pokazany na rys. 2.10. Do graficznej prezentacji przemieszczeń wybrano tylko niektóre pomiary. Rysunki 3.23 i 3.24 przedstawiają przemieszczenie punktu zlokalizowanego w środku rozpiętości rygla przy kolejnych poziomach obciążenia. Przy jednakowym poziomie obciążenia największych przemieszczeń doznał element R-A35/1 o najniższym stopniu zbrojenia rygla i małej wytrzymałości betonu.

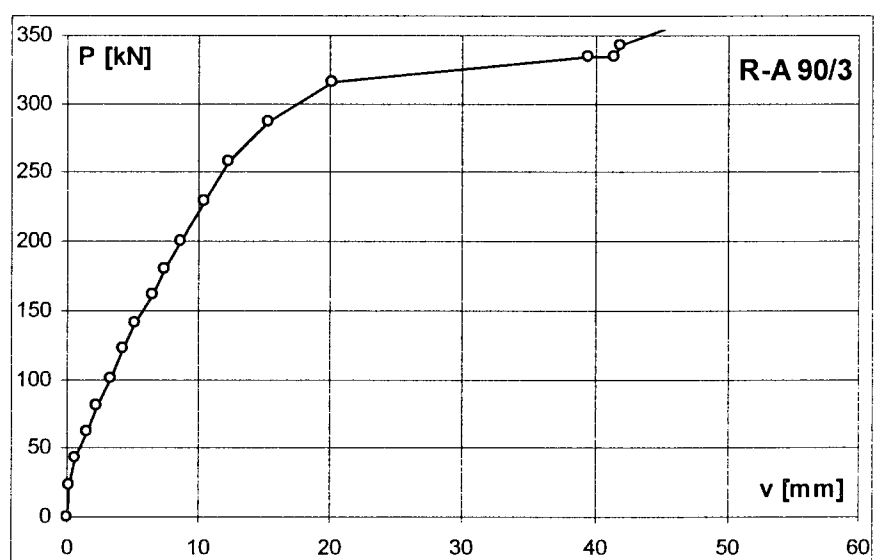
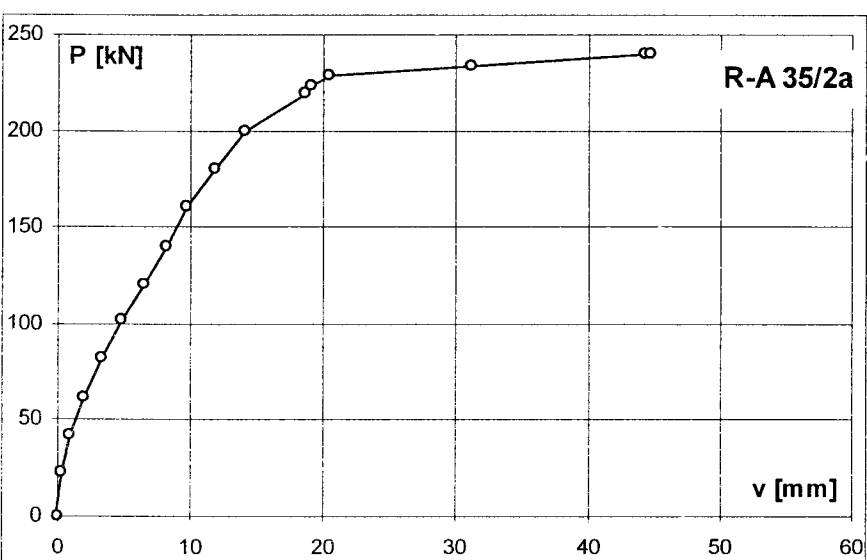
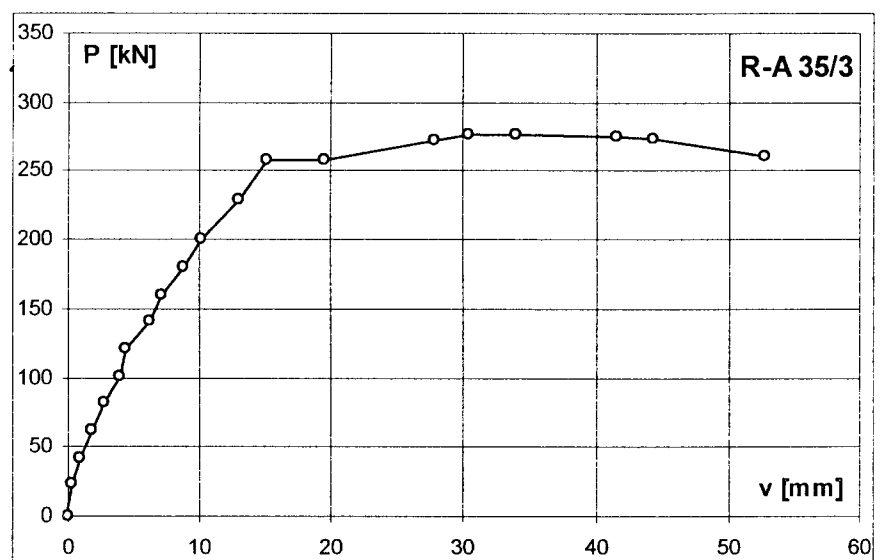
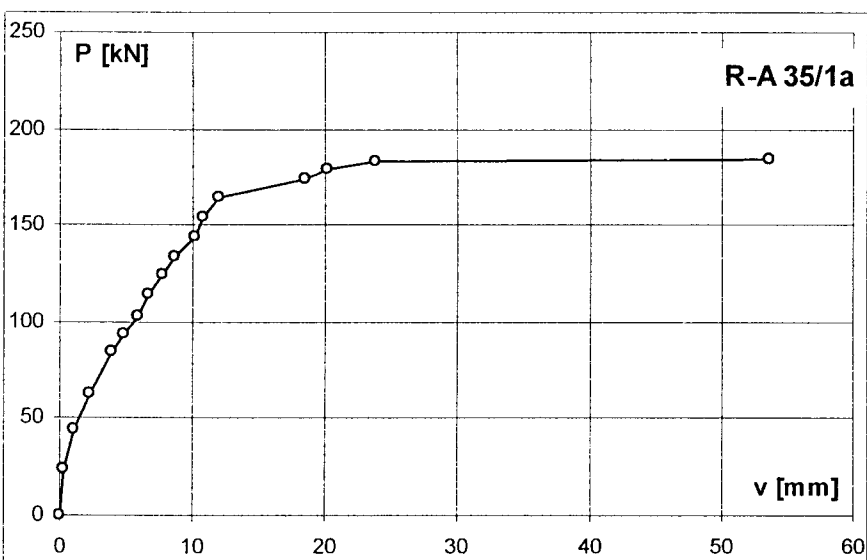
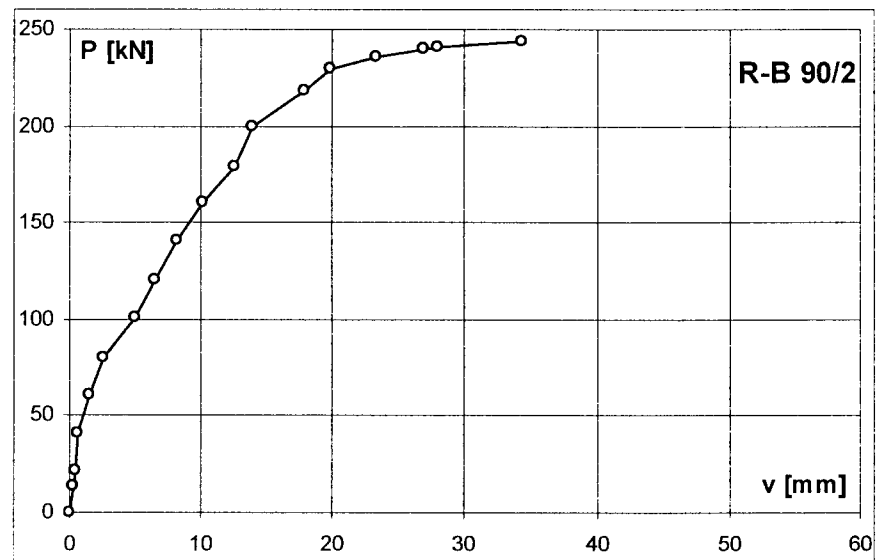
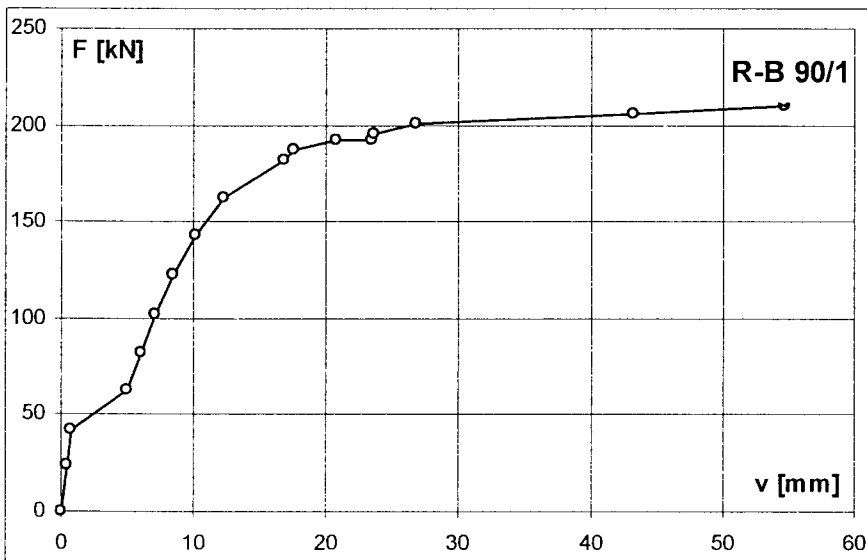
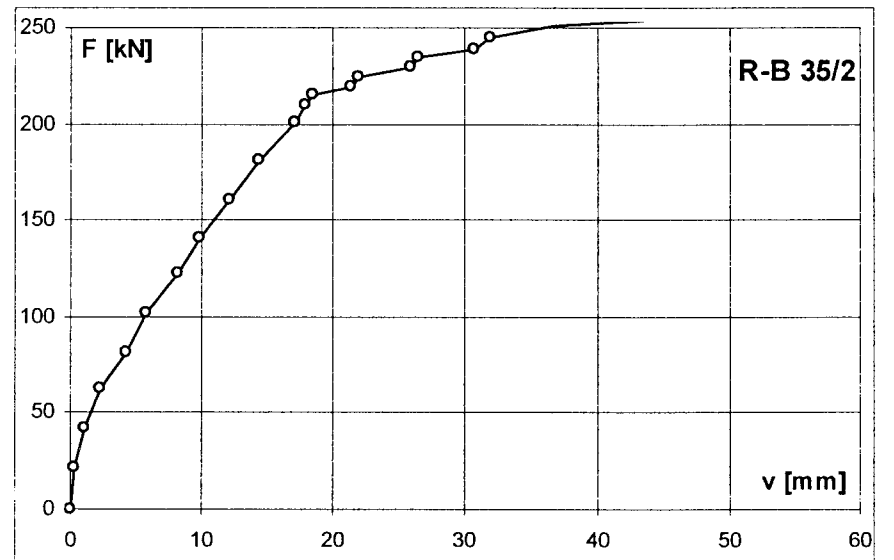
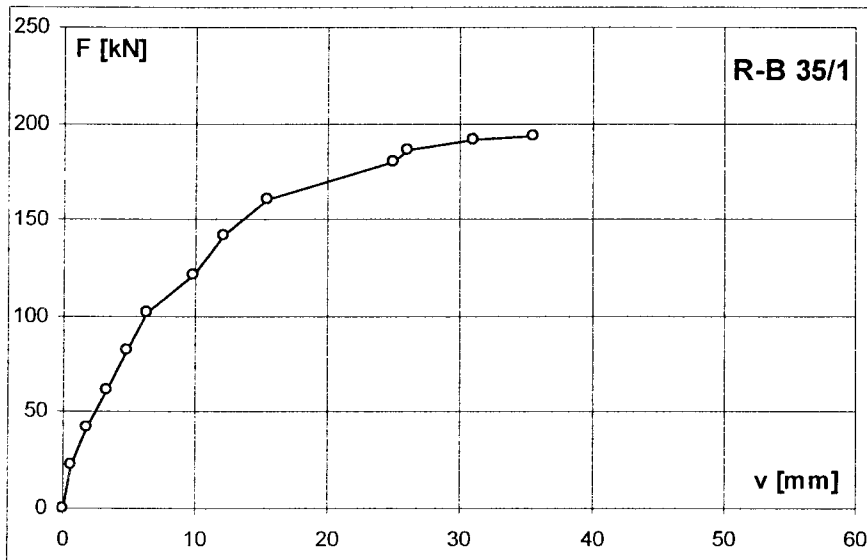
The extent of compression zone in upper and lower floor columns was determined on the basis of strains measured along bases placed immediately next to the beam. Calculations were carried out assuming that plane sections remain plane after deformation. Graphical presentation of results is presented in Figs 3.20 to 3.22. In series I, II, and III elements the extent of compression zone in lower floor column, calculated on the basis of strains in sections is identical with the values obtained for upper column. Only in series IV elements the extent of compression zone differs insignificantly for sections below and above the beam.

3.3. Displacements and rotations

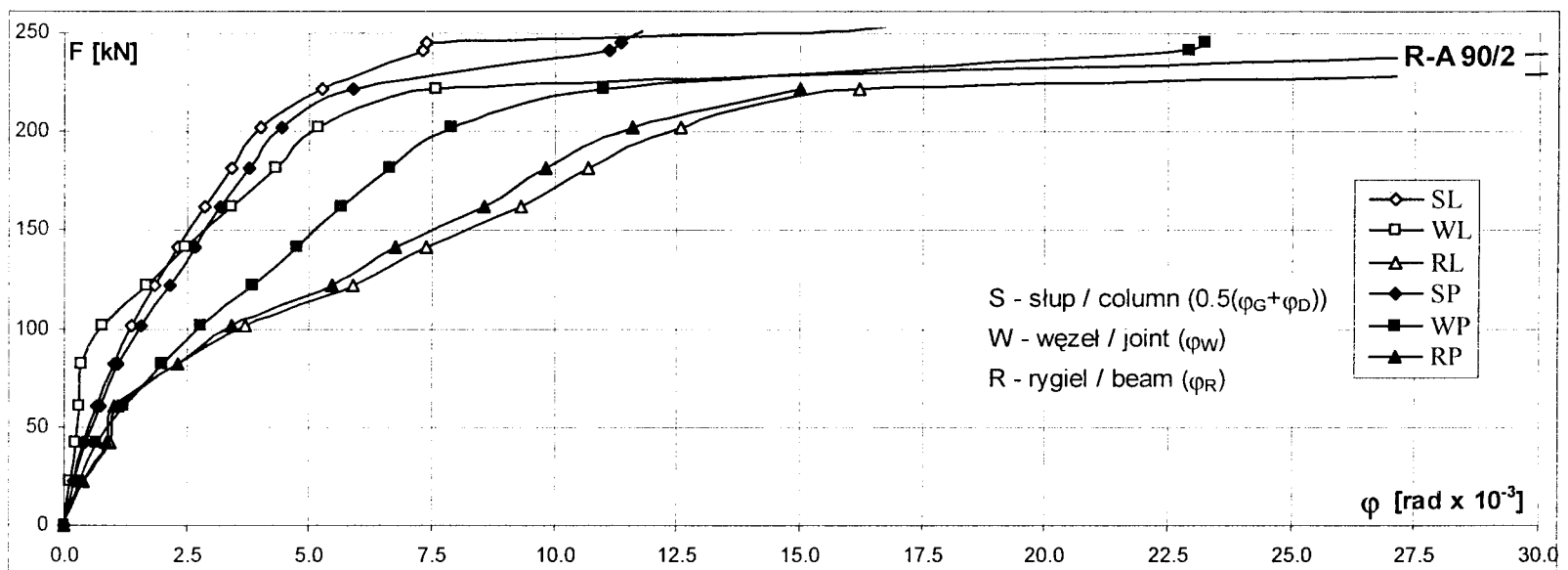
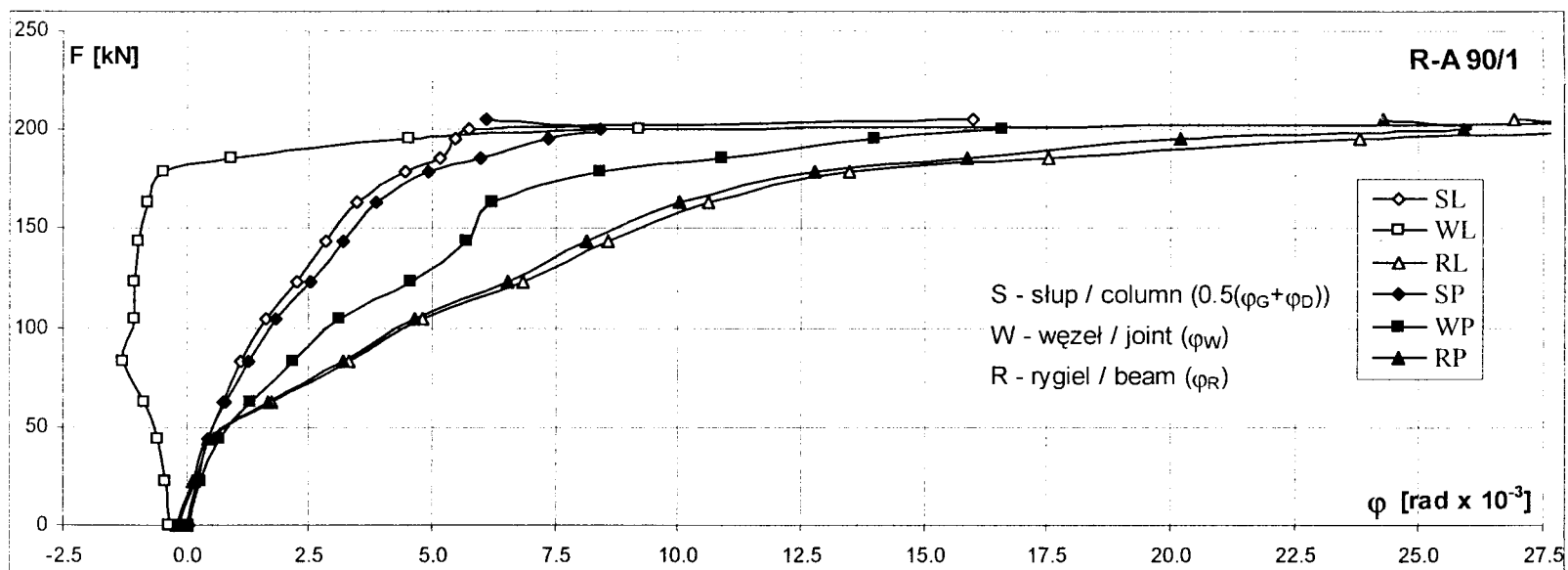
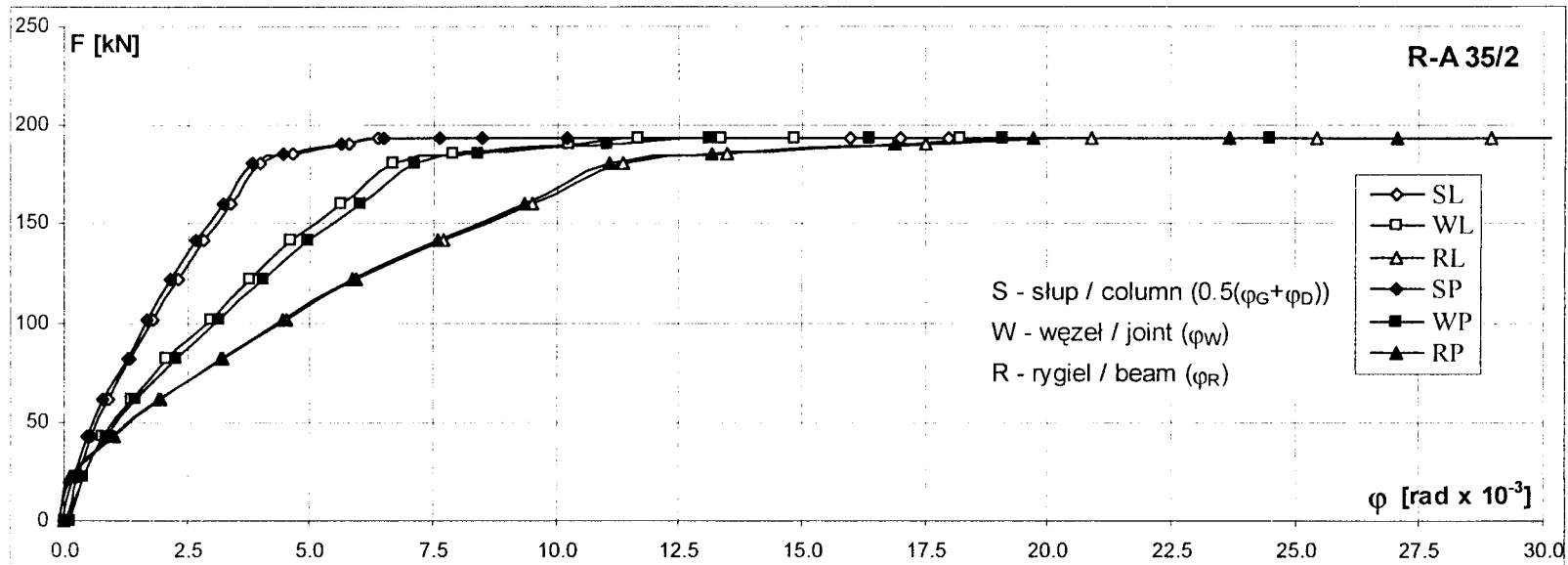
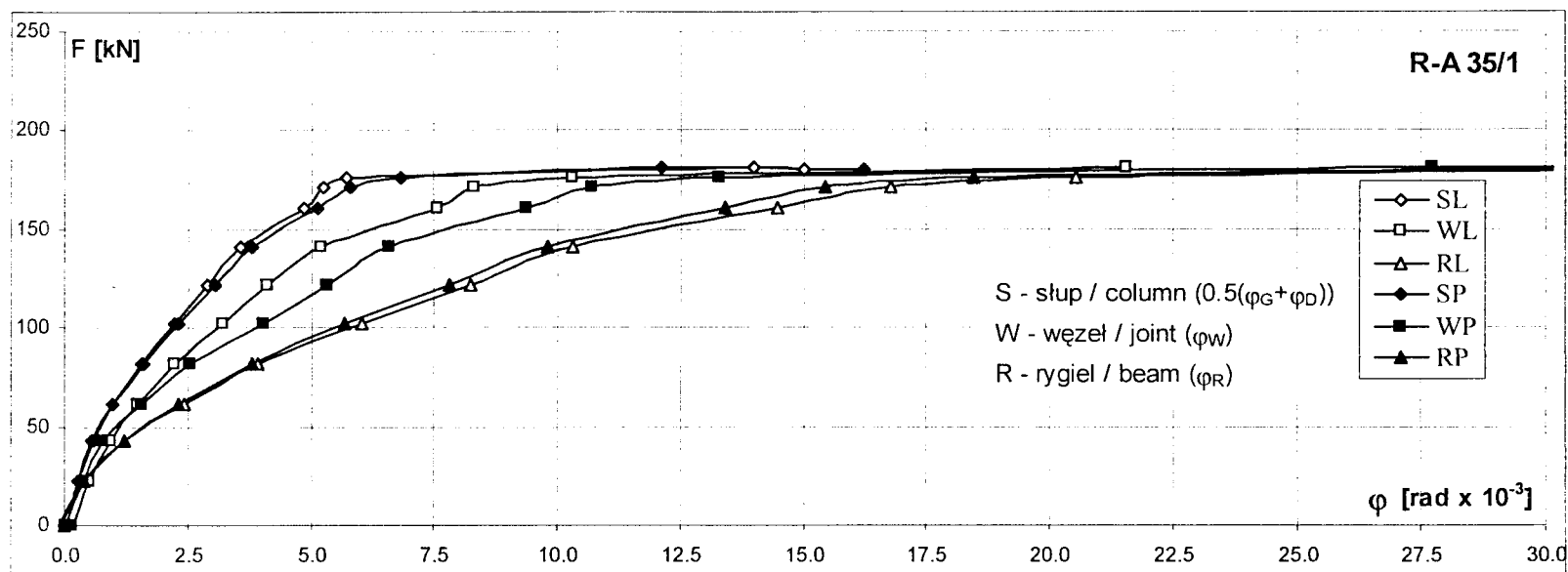
In course of investigations, measurements of the displacements of element geometrical axes were carried out immediately after increasing the load, as well as after completing all strain measurements, before the consecutive loading step. Schematic drawing of induction gauge situation is presented in Fig. 2.10. Only some measurements were selected for the graphical presentation of displacements. In Figs 3.23 and 3.24 are presented - at successive levels of load - the displacements - of the point situated at beam centre. At equal levels of load, largest displacements occurred in element R-A35/1 which had the lowest reinforcement ratio and was cast using low strength concrete.



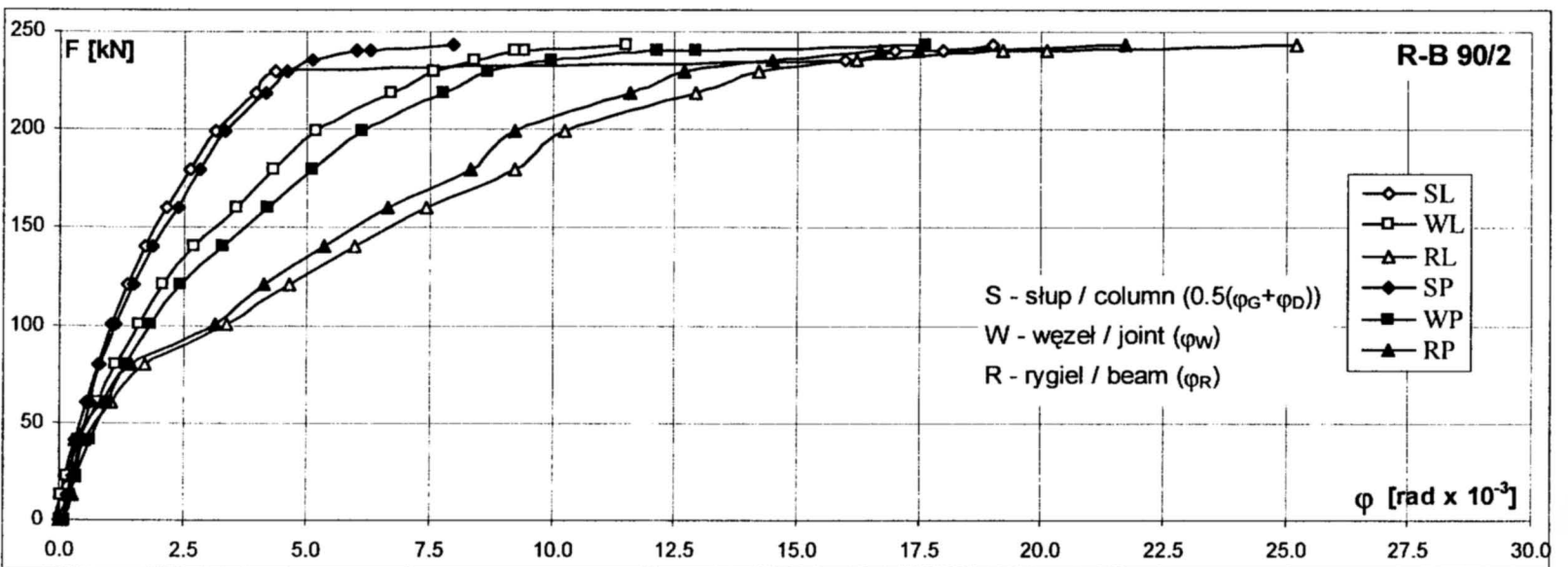
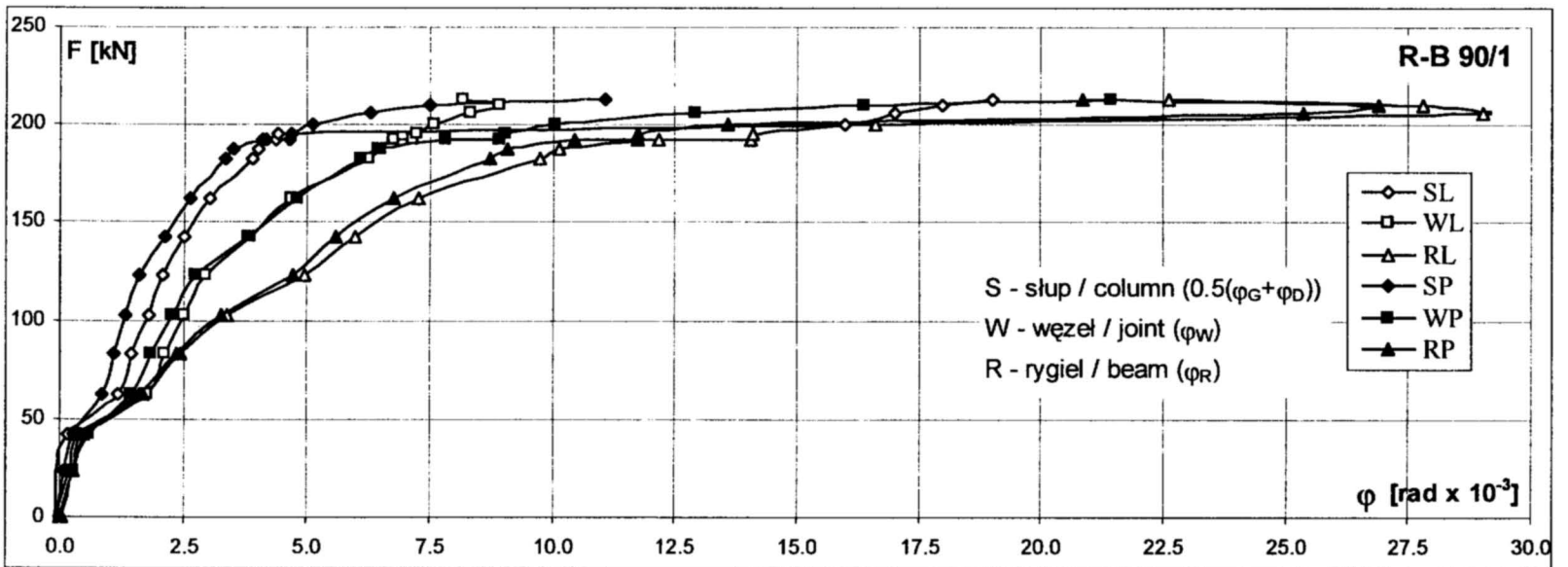
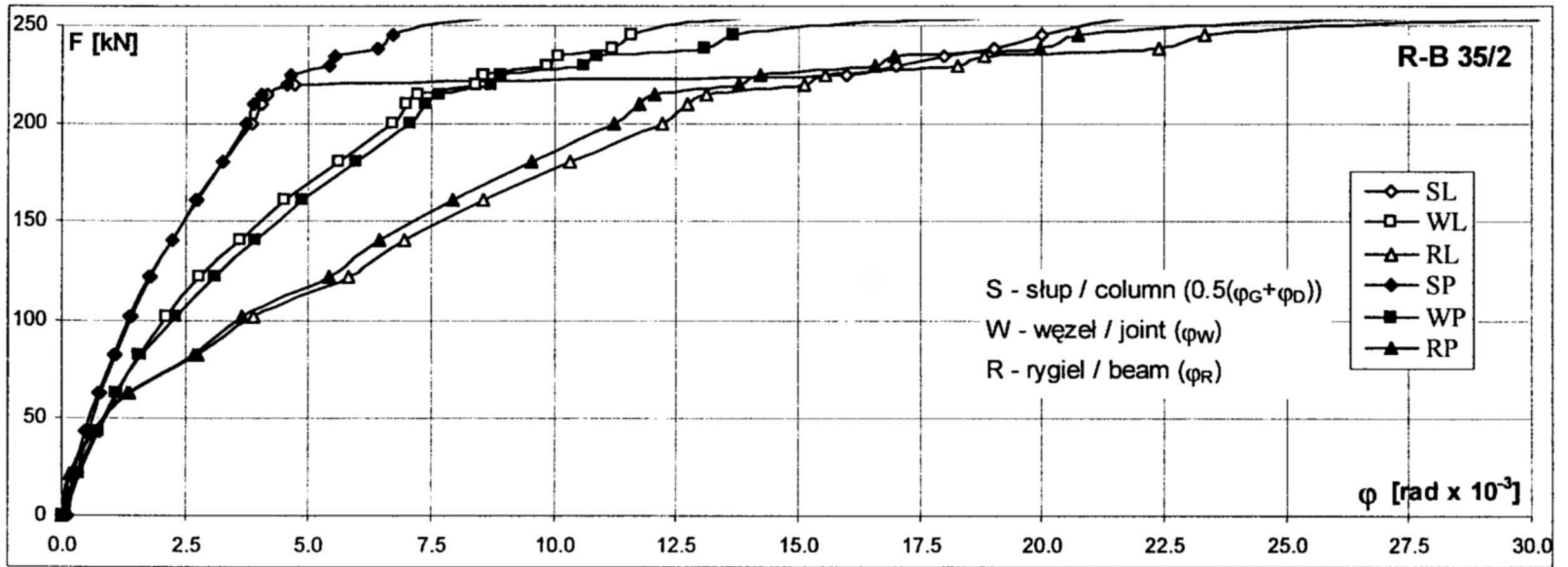
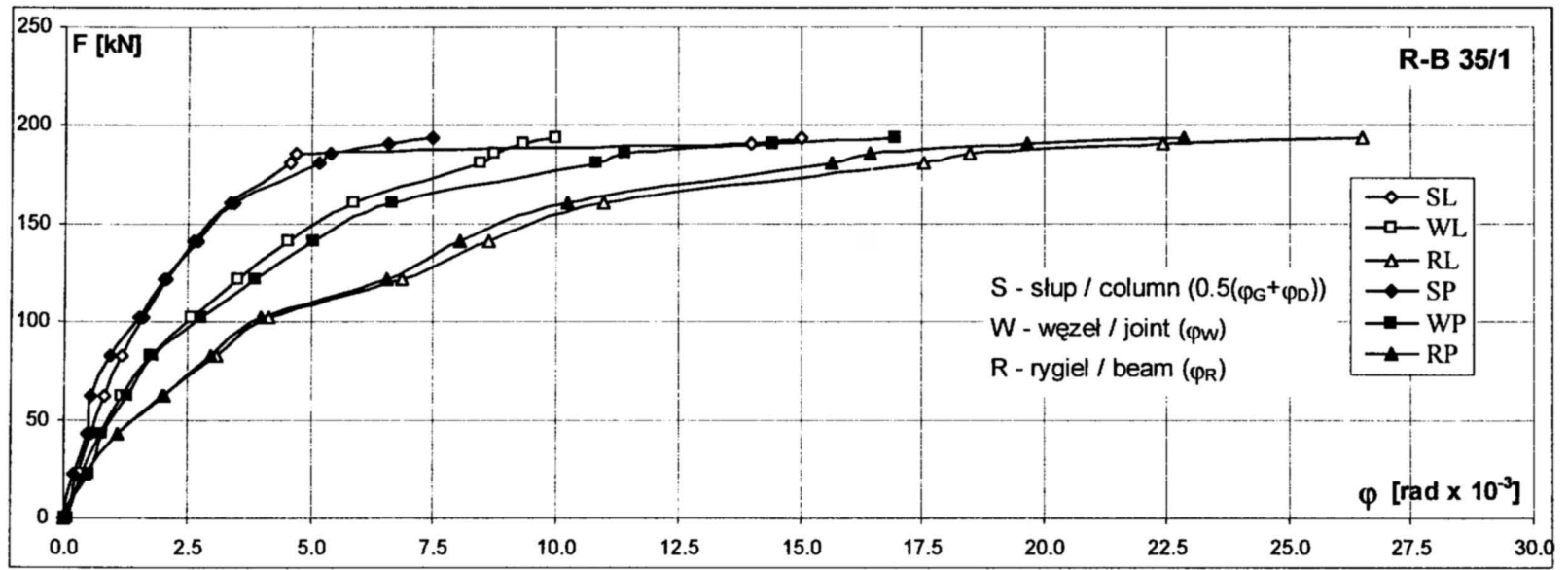
Rys. 3.23. Przemieszczenie rygla w środku rozpiętości
Fig. 3.23. Displacements at mid-span of beam



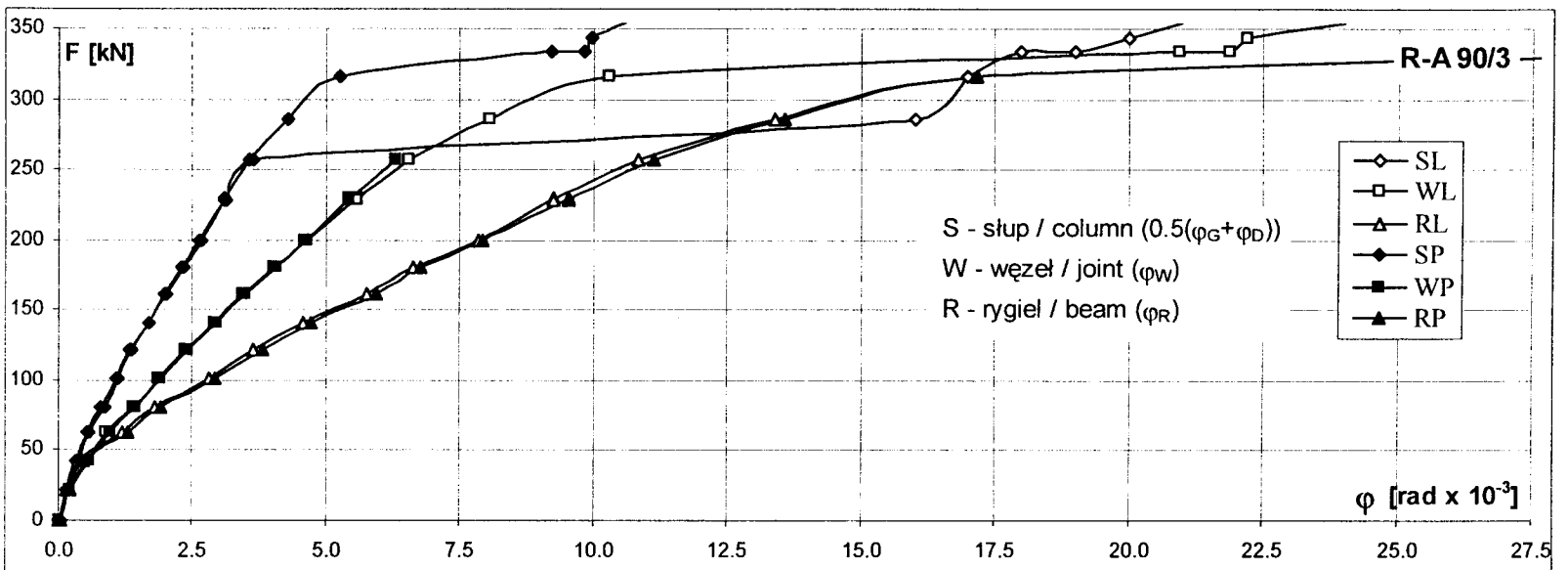
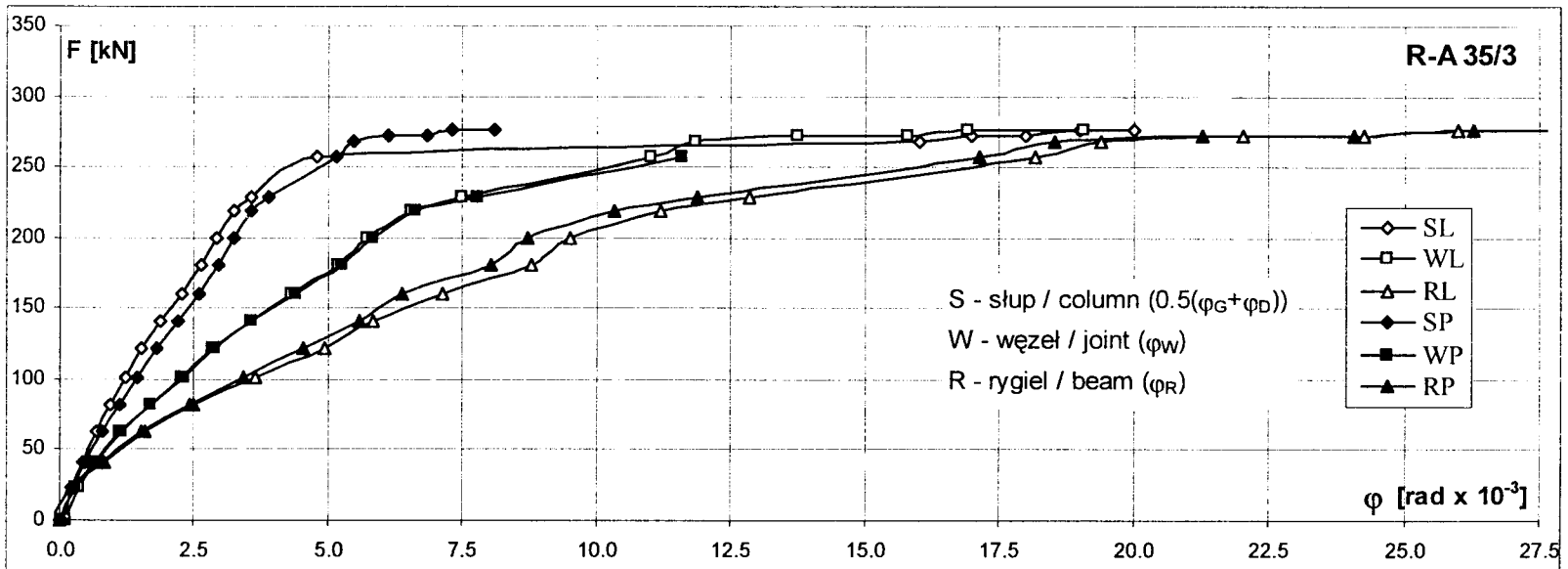
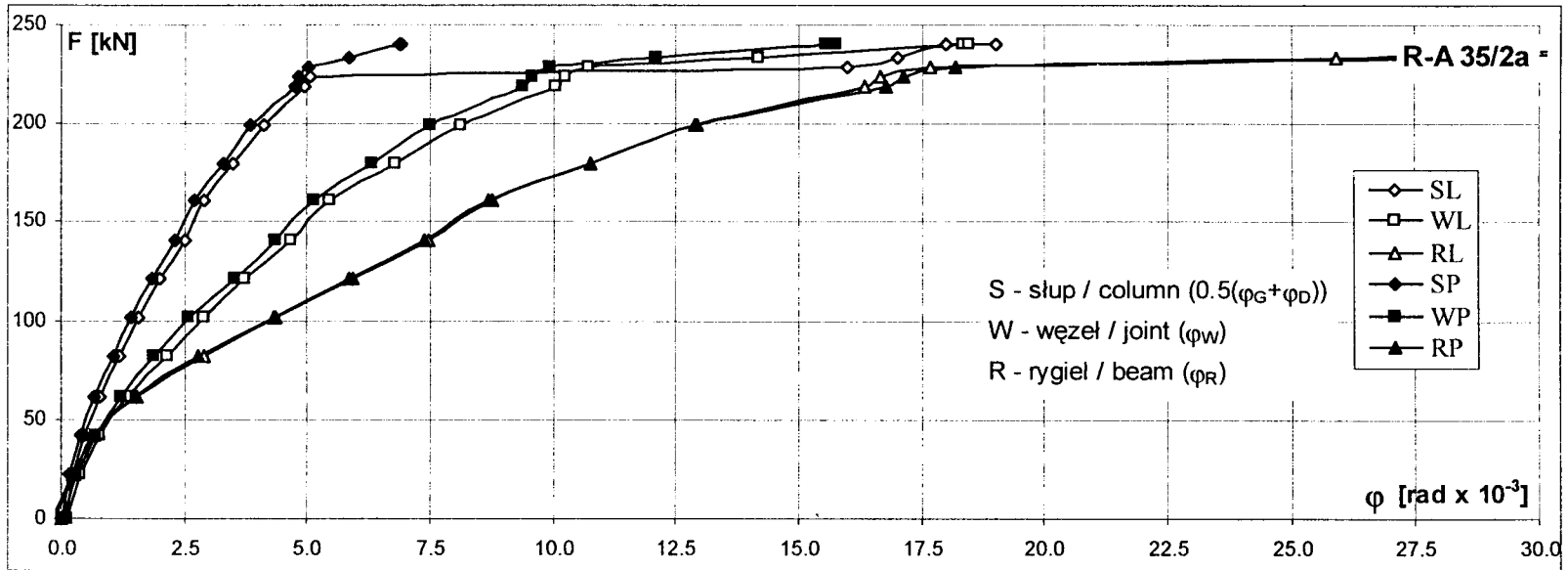
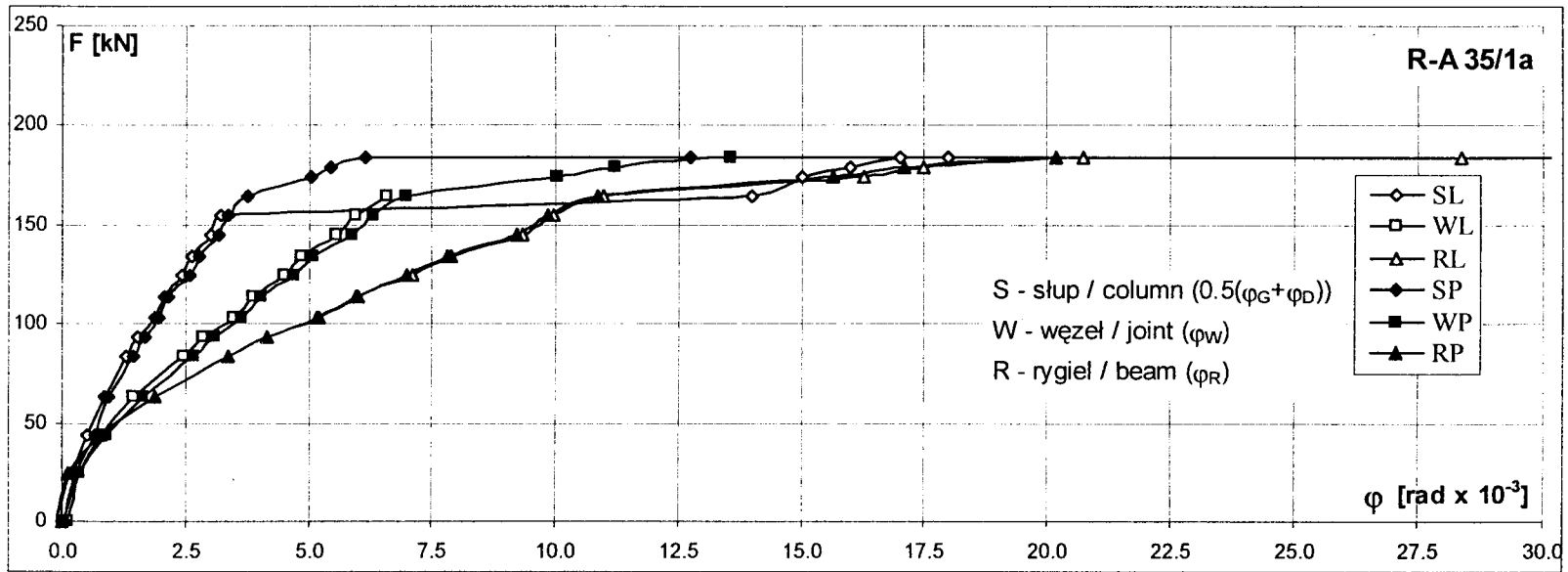
Rys. 3.24. Przemieszczenie rygła w środku rozpiętości
 Fig. 3.24. Displacements at mid-span of beam



Rys. 3.25. Kąty obrotu węzła i odcinków przywęzłowych; P- węzeł z prętem ukośnym, L - węzeł bez pręta ukośnego
 Fig. 3.25. Angles of rotation of node and nodal segments; P - joint with an inclined bar, L - joint without an inclined bar



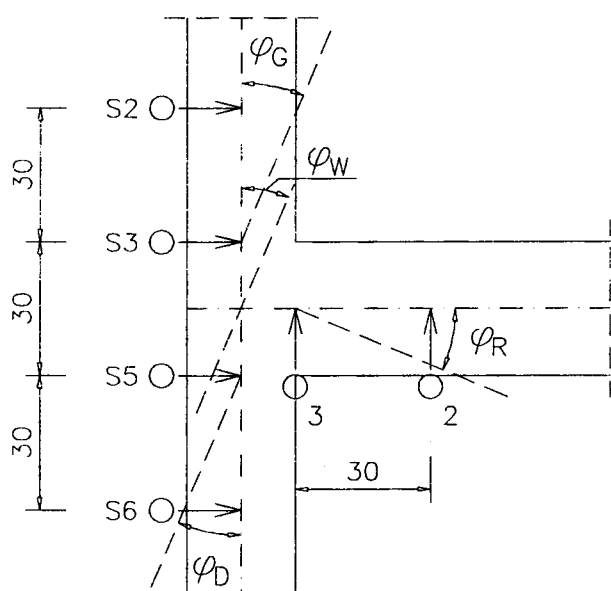
Rys. 3.26. Kąty obrotu węzła i odcinków przywęzłowych; P- węzeł z prętem ukośnym, L - węzeł bez pręta ukośnego
 Fig. 3.26. Angles of rotation of node and nodal segments; P - joint with an inclined bar, L - joint without an inclined bar



Rys. 3.27. Kąty obrotu węzła i odcinków przywęzłowych; P- węzeł prawy, L - węzeł lewy
 Fig. 3.27. Angles of rotation of node and nodal segments; P - right-hand joint, L - left-hand joint

Na odkształcenia całej ramy istotny wpływ, poza samym węzłem, mają sztywności elementów prętowych na odcinkach przywęzłowych. Obroty węzła, rygła w obszarze przywęzłowym oraz średni obrót słupa powyżej i poniżej rygła wyznaczono na podstawie zmierzonych przemieszczeń geometrycznych osi tych elementów. Zachowanie się elementów w poszczególnych przekrojach ilustrują wykresy $F - \varphi$ (obciążenie - obrót) - rys. 3.25 ÷ 3.27.

Jak wynika z tych wykresów, w przypadku każdego elementu, do chwili zarysowania, obroty na poszczególnych odcinkach są prawie jednakowe. Dopiero po powstaniu rys w ryglu w przekrojach przywęzłowych następuje znaczne zróżnicowanie kątów obrotu. Największych obrotów doznają przywęzłowe odcinki rygła, a najmniejszych przywęzłowe odcinki słupów.



Rys. 3.28. Układ czujników indukcyjnych do obliczeń obrotów

Fig. 3.28. Arrangement of induction gauges for rotation measurements

Obroty wyliczono na podstawie przemieszczeń osi geometrycznych poszczególnych fragmentów konstrukcji - rys. 3.28.

We wszystkich elementach okazało się, że obrót samego węzła jest prawie dwa razy większy, a obrót rygła przy węźle jest ponad trzykrotnie większy, niż obrót przywęzłowych odcinków słupów. Wpływ dodatkowego zbrojenia w prawym węźle na wielkości obrotów rygła jest zauważalny w każdym elemencie serii I i II. Sztywniejsze okazało się połączenie rygiel-słup, w którym zastosowano pręty ukośne. Ta różnica sztywności staje się wyraźnie widoczna dopiero przy obciążeniu rygła siłą F większą od 100kN i jest to różnica około 10%.

Zastosowanie prętów ukośnych tylko w jednym węźle, o czym wspomniano wcześniej, powodowało utratę stateczności całego modelu w końcowej fazie obciążenia. Zniszczenie elementów następowało nie tylko w wyniku wyczerpania nośności w ryglu, ale również wyboczenia się prawego słupa.

Bezpośrednią przyczyną wyboczenia słupa jest wydłużenie osi geometrycznej rygła w miarę wzrostu obciążenia, co powoduje wzrost mimośrodowość siły normalnej w słupie w obrębie węzła.

Wydłużenie osi geometrycznej rygła jest spowodowane większymi odkształceniami skrajnego włókna strefy rozciąganej niż skrajnego włókna w strefie ściskanej. Tak jest we wszystkich przekrojach wzdłuż rygła i to niezależnie od znaku momentu.

Apart from the joint itself, stiffness of bar elements in support segments exerts essential influence on deformations of the whole frame. Rotations of the joint, of the beam in support area and the mean rotation of the column above and below the beam were determined on the basis of measured geometrical displacements of element axes. The behaviour of elements in individual cross-sections is illustrated in $F - \varphi$ (load/rotation) diagrams (Figs 3.25 to 3.27).

It follows from these diagrams, that up to the moment of cracking, rotations over individual intervals are almost identical in every element. Appreciable differentiation of angles of rotation follows only after formation of cracks in the support sections of the beam. Support sections of beam are subjected to largest rotations while the smallest rotations take place in support sections of columns.

Rotations were computed basing on the displacement geometric axes of individual fragments of structure - Fig. 3.28.

It was found, that in all elements joint rotation is almost twice as great, and rotation of beam near the joint - over three times greater than the rotation of support segments of the column. The influence of additional reinforcement in right-hand joints is visible in every element of series I and II. Beam - column connection in which inclined bars were placed proved to have greater stiffness. This difference in stiffness becomes distinct only at beam loads F greater than 100kN and attains abt. 10%.

Placing inclined bars in one joint only - as mentioned earlier - caused loss of stability of the whole structure in the final stage of loading. The failure of elements was the result not only of the depletion of capacity in the beam, but also of the buckling of the right-hand column.

Direct cause of column buckling is the elongation of the geometrical axis of beam with the increasing load, causing the increasing of normal force eccentricity in the support region of column.

The elongation of the geometrical axis of beam is due to greater strain in the extreme fibres in the tension zone than in the extreme fibres in the compression zone. This occurs in all cross-sections along the beam and is independent of the sign of the moment.

3.4. Reakcje, redystrybucja sił

Zgodnie z założonym programem badań, przy każdym poziomie obciążenia dokonywano pomiaru wartości sił reakcji pionowych i poziomych. Realizacja pomiarów przebiegała identycznie jak w przypadku pomiarów przemieszczeń. Wykresy reakcji przedstawiono na rys. 3.29 do 3.31. Na podstawie tych wykresów można dokonać podziału wszystkich elementów na dwie zasadnicze grupy obejmujące odpowiednio serię I, II oraz III, IV. W przypadku elementów należących do pierwszej grupy (seria I i II) w miarę wzrostu obciążenia, wyraźnie po zarysowaniu elementu, następuje zróżnicowanie wartości reakcji pionowych między podporami. W każdym elemencie podpora D (pod prawym słupem) przejmuje większą część obciążenia niż podpora C (pod słupem lewym). Różnica między wielkością reakcji R_C i R_D w większości przypadków nie przekracza 10%. Należy to przypisać wpływowi pręta ukośnego znajdującego się tylko w jednym, prawym narożu. Zastosowanie zbrojenia ukośnego zwiększa zatem sztywność połączenia. W elementach serii III i IV (grupa druga) nie zaobserwowano redystrybucji sił pionowych między podporami C i D, co potwierdza, że wpływ zbrojenia ukośnego zastosowanego w jednym narożu był przyczyną zróżnicowania pionowych reakcji podporowych w elementach serii I i II.

Na wykresach przedstawiających wartości reakcji poziomych można zaobserwować, że w serii I i II występuje redystrybucja sił poziomych między prawą i lewą stroną elementu. Te różne wartości sił poziomych na podporach B i D są skutkiem zastosowania w serii I i II zbrojenia ukośnego tylko w jednym narożu rozwieranym.

Zróżnicowanie wielkości sił poziomych między dolnymi i górnymi podporami nie jest tak znaczące jak między prawą i lewą stroną elementu. Największą redystrybucję sił w słupach stwierdzono w elemencie R-A 35/1a - około 20%. W pozostałych elementach zróżnicowanie wartości reakcji mieści się w przedziale 5÷10%, przy czym zawsze reakcje podporowe H_C i H_D (podpory dolne) są większe niż reakcje na podporach górnych.

O redystrybucji sił w ryglu świadczą także pomierzone odkształcenia w strefie ściskanej i rozciąganej przekroju. Te mierzone odkształcenia stanowiły podstawę obliczenia rzeczywistych krzywizn ze wzoru:

$$\kappa = \frac{\epsilon_d - \epsilon_g}{d} \quad (3.1)$$

gdzie $d=0.26\text{m}$.

Ze względu na zmienną wartość momentu zginającego na odcinku przywęzłowym do analizy wybrano obszar czystego zginania. Stała wartość momentu zginającego na długim odcinku oraz brak wpływu sił tnących pozwala jednoznacznie określić wyężenie przekroju przy kolejnych poziomach obciążenia. Na podstawie pomiarów odkształceń betonu wyliczono krzywiznę przekroju przyjmując za miarodajną średnią z trzech baz obejmujących łącznie odcinek 60cm. Teoretyczne krzywizny przekroju wyznaczono przyjmując za podstawę obliczeń metodę przedstawioną w pracy [8].

3.4. Reactions, redistribution of forces

According to the adopted research program, measurements were taken of vertical and horizontal reaction values at every level of loading. The procedure of measurement progressed identically as in the case of displacement measurements. The graphs of reactions are presented in Figs 3.29 to 3.31. On the ground of these graphs, all elements can be divided into two basic groups including series I, II and III, IV correspondingly. In case of elements belonging to the first group (series I and II), with the increase of load (and distinctly after cracking of element), differentiation occurs of the value of vertical reaction between two supports. In every element, support D (under the right hand column) takes over greater part of the load than support C (under the left hand support). The difference between the magnitude of reactions R_C and R_D does not exceed 10% in most cases. This should be attributed to the influence of diagonal bar, placed only in one, right-hand corner. Application of inclined reinforcement is therefore increasing the stiffness of the joint. In elements of series III and IV no redistribution of vertical forces was observed between supports C and D, what confirms that the influence of inclined reinforcement included in one corner was the cause of difference between vertical support reactions in elements series I and II.

It can be noticed in graphs showing the values of horizontal reactions that in series I and II redistribution of horizontal forces occurs between the right- and the left-hand side of the element. These different values of horizontal forces at supports B and D are due to the application in series I and II of inclined reinforcement only in a single, pulled apart corner.

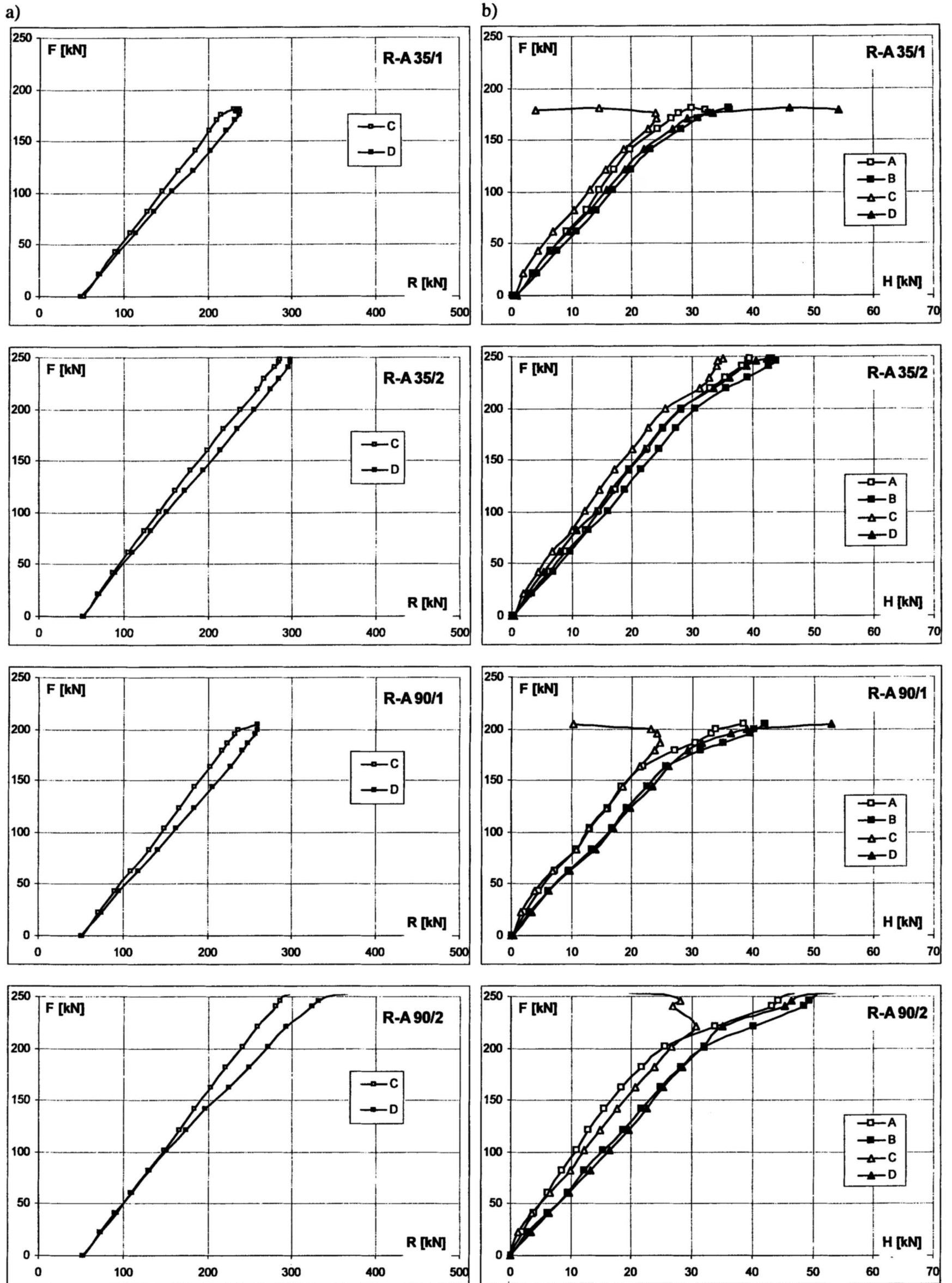
The difference between horizontal forces between lower and upper columns is not so important as in the case of right - and left-hand side of the element. The greatest force redistribution (20%) in columns was noted in element R-A35/1a. In the remaining elements the differences between reaction values is contained within 5÷10%; in all cases support reactions H_C and H_D (lower supports) are greater than reactions at upper supports.

Redistribution of forces in the beam also witnessed by measured strains in the compression and tension zones of the cross-section. These measured strains were the basis of calculation of the actual curvatures following the formula:

$$\kappa = \frac{\epsilon_d - \epsilon_g}{d} \quad (3.1)$$

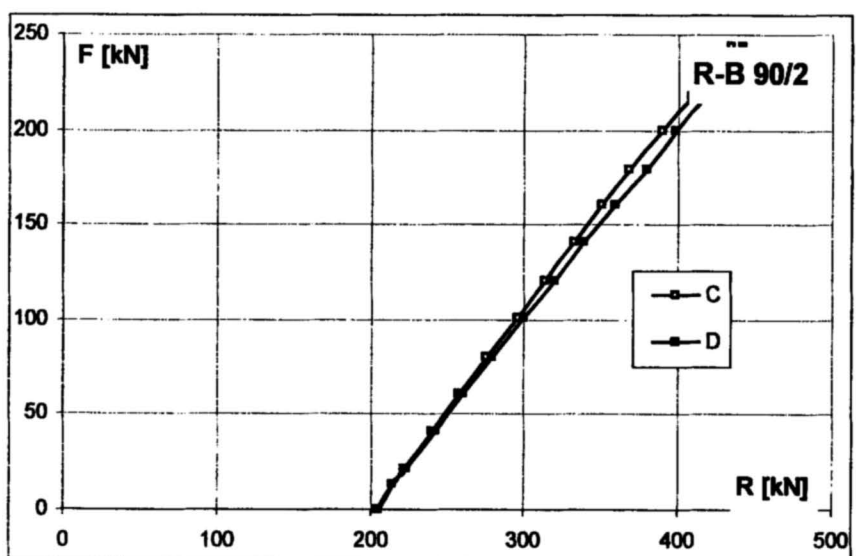
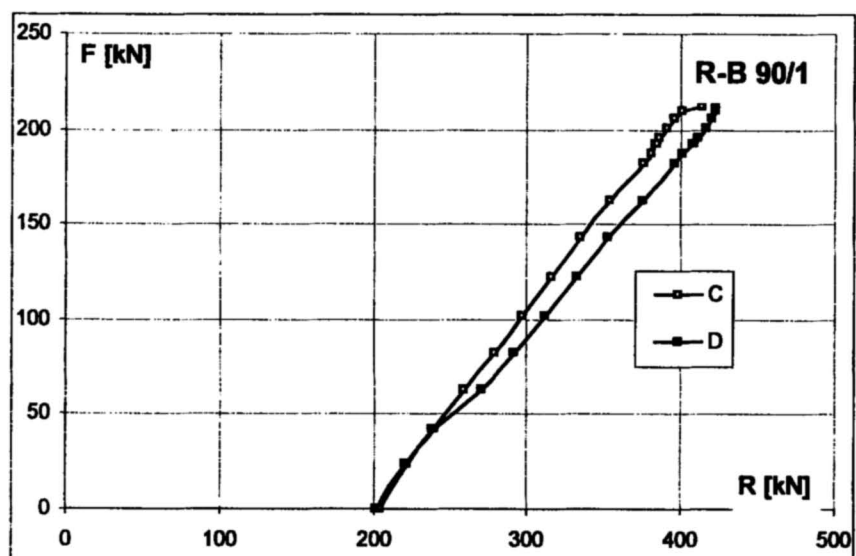
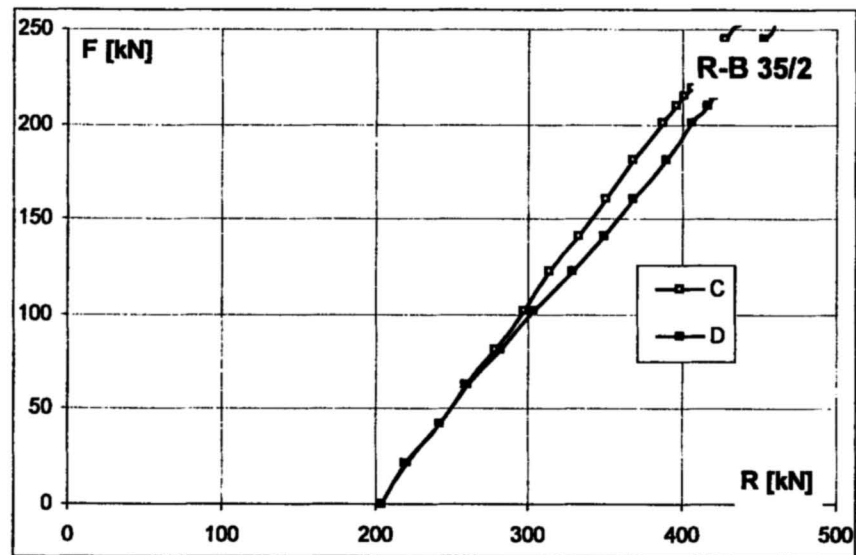
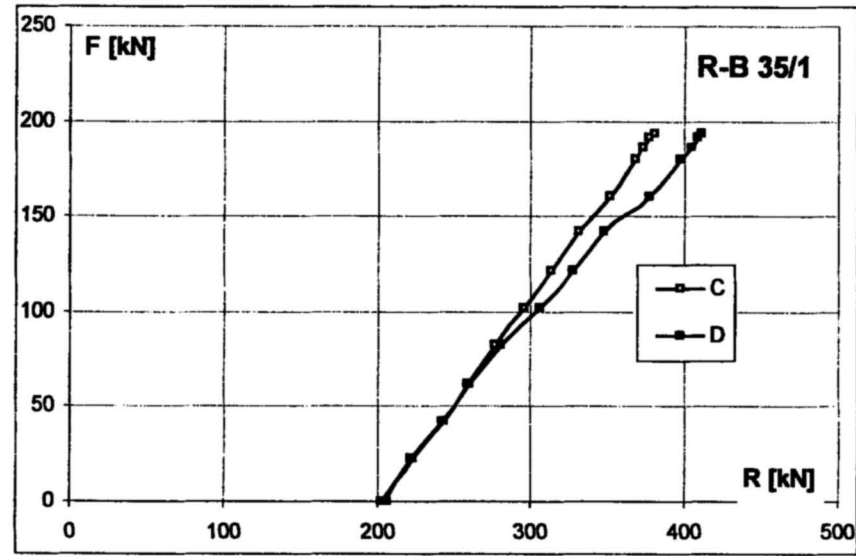
where $d=0.26\text{m}$.

In view of the variable magnitude of the bending moment in the support segment, the analysis was carried out in the zone of pure bending. Constant value of bending moment over a fairly long segment and absence of influence of shear force allows to determine unequivocally the effort in the cross-section at successive load levels. The curvature of the cross-section was calculated on the ground of measurements of concrete strain, assuming as qualified the mean of three bases, covering jointly a 60cm segment. The theoretical cross-section curvatures were calculated assuming the method presented in [8] as the basis.

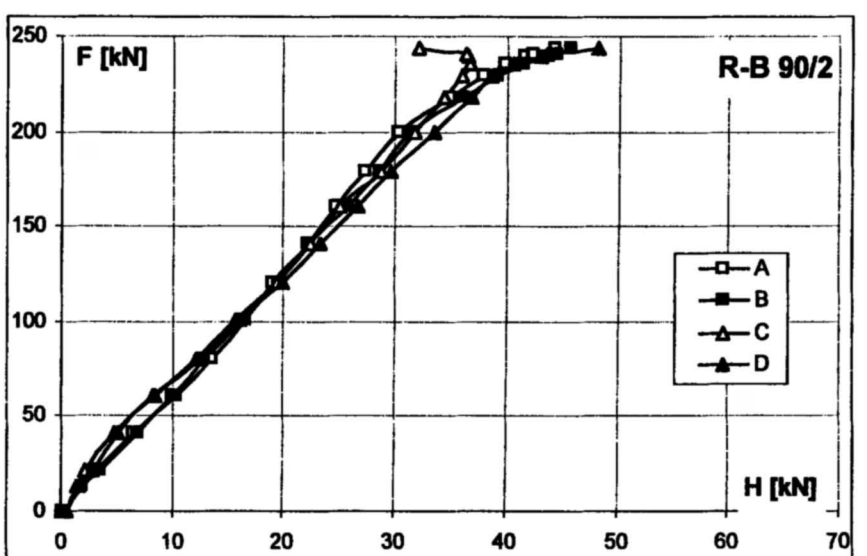
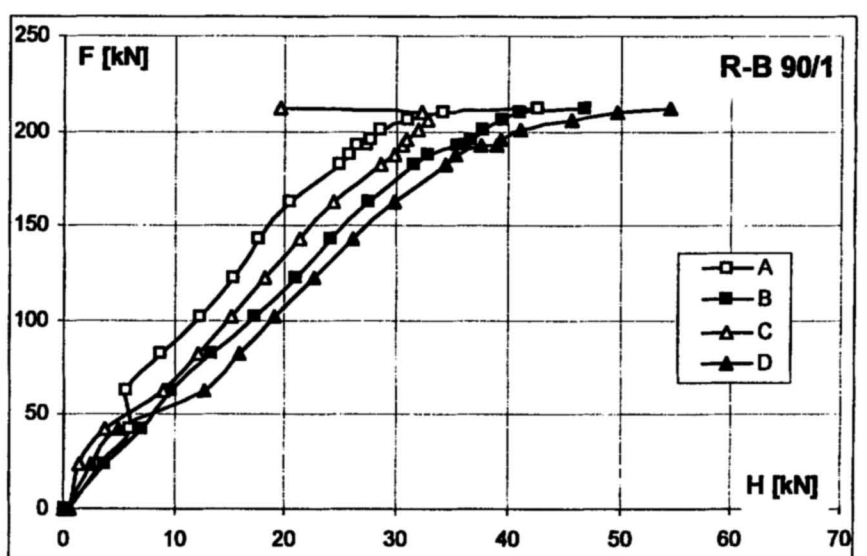
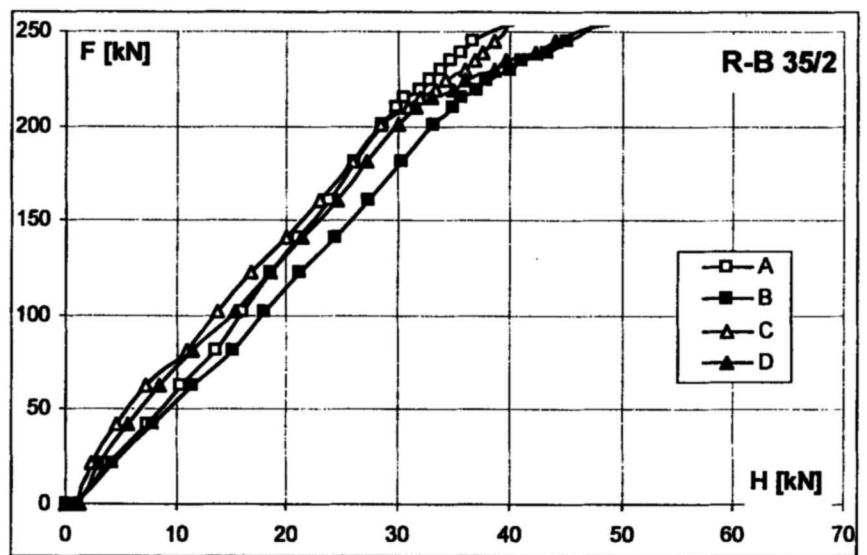
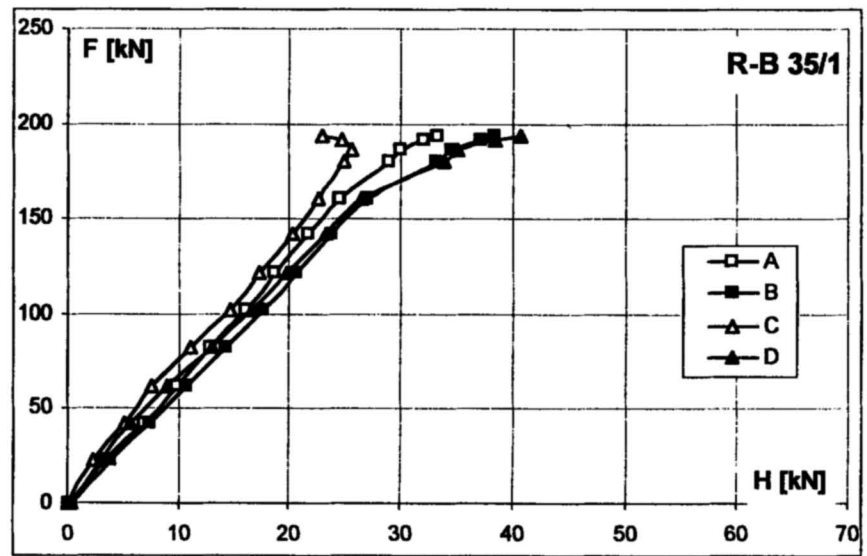


Rys. 3.29. Pionowe (a) oraz poziome (b) reakcje podporowe - elementy serii I
 Fig. 3.29. Vertical (a) and horizontal (b) support reactions - series I elements

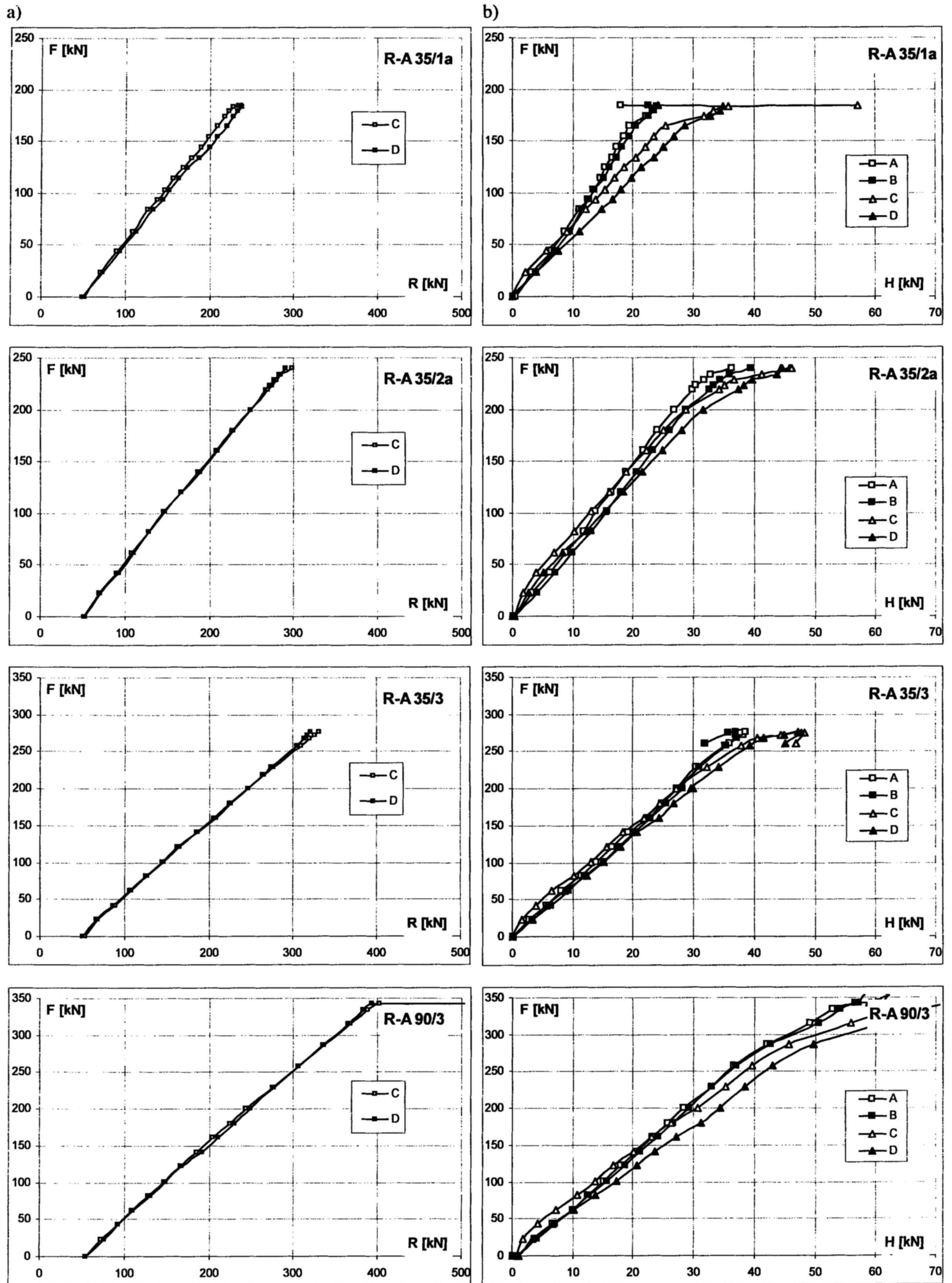
a)



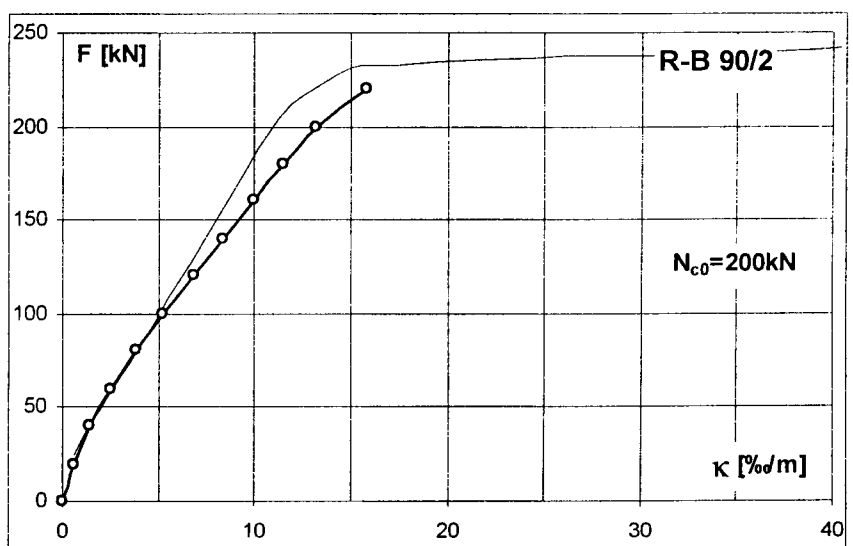
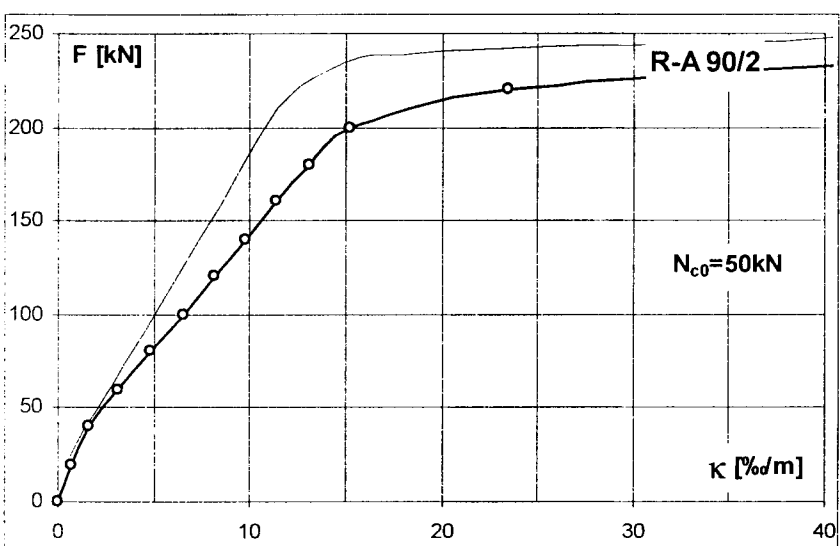
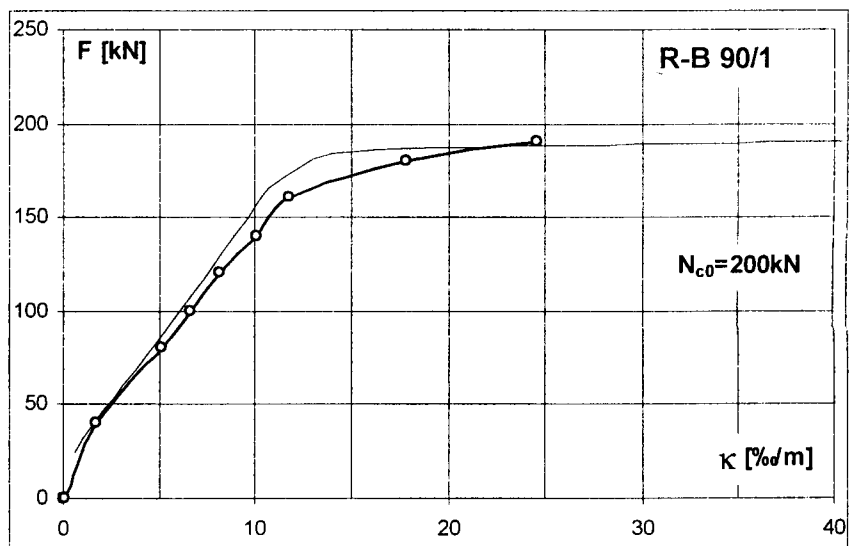
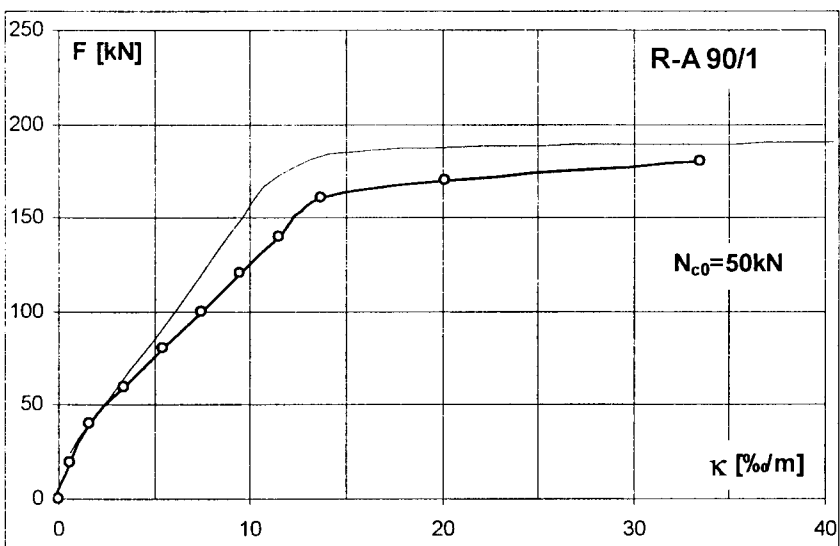
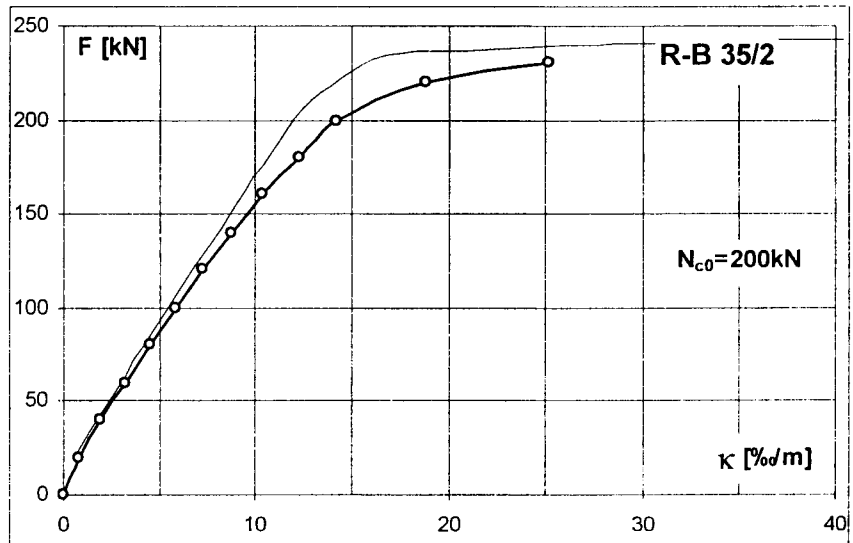
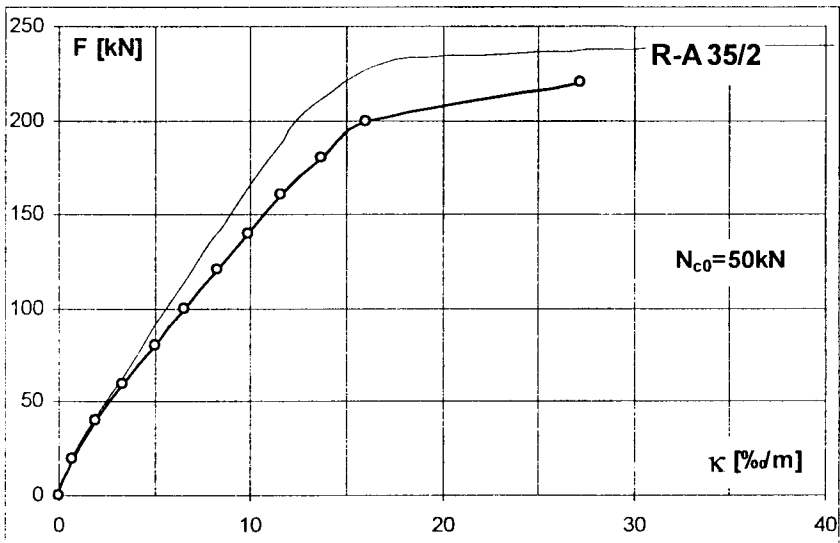
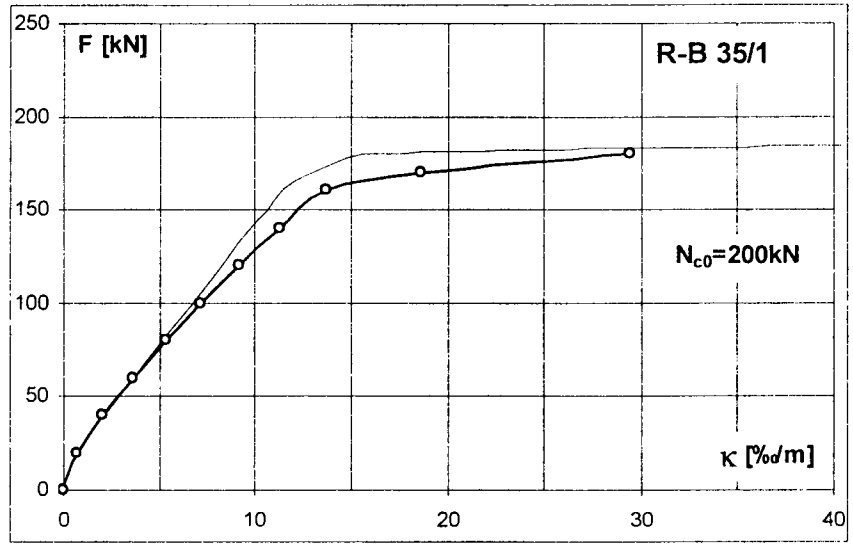
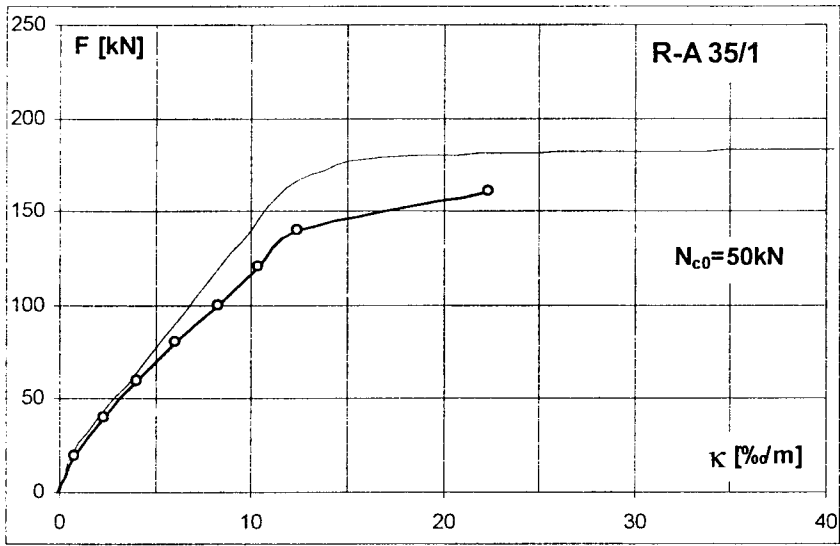
b)



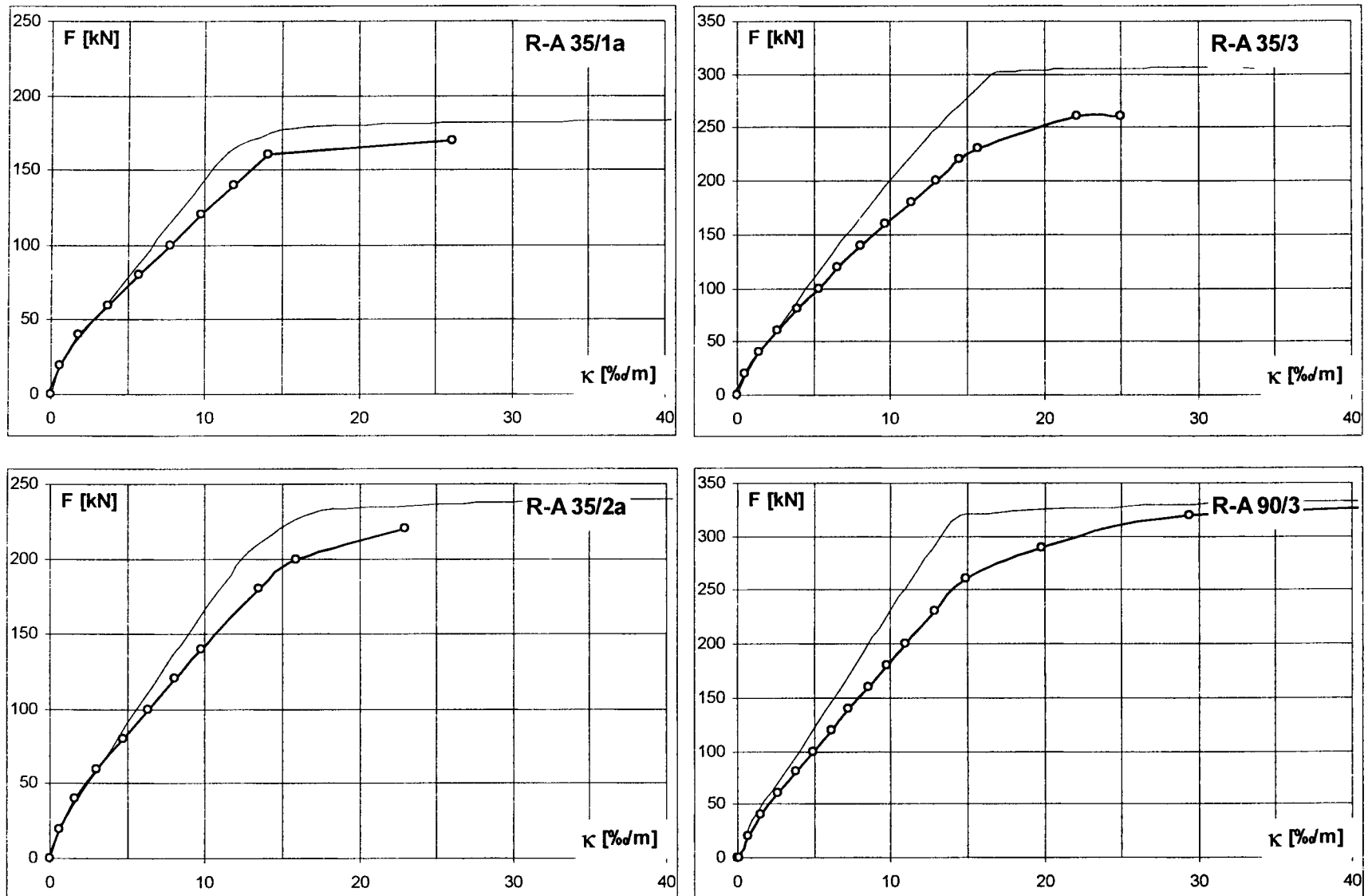
Rys. 3.30. Pionowe (a) oraz poziome (b) reakcje podporowe - elementy serii II
 Fig. 3.30. Vertical (a) and horizontal (b) support reactions - series II elements



Rys. 3.31. Pionowe (a) oraz poziome (b) reakcje podporowe - elementy serii III i IV
 Fig. 3.31. Vertical (a) and horizontal (b) support reactions - series III and IV elements



Rys. 3.32. Teoretyczne i rzeczywiste krzywizny w przekroju przęsłowym - elementy serii I i II
 Fig. 3.32. Theoretical and measured curvatures at mid-span cross-section - series I and II elements



Rys. 3.33. Teoretyczne i rzeczywiste krzywizny w przekroju przęsłowym - elementy serii III i IV

Fig. 3.33. Theoretical and measured curvatures at mid-span cross-section - elements series III and IV

W obliczeniach wykorzystano rzeczywiste parametry wytrzymałościowe betonu i stali uzyskane w badaniach towarzyszących. Wyniki obliczeń teoretycznych i rzeczywistych krzywizn przekroju przy kolejnych poziomach obciążenia przedstawiono w formie wykresów - rys. 3.32 i 3.33.

Z wykresów wynika, że mimo zastosowania w ryglu zbrojenia sprężystozgodnego między przekrojami przęsłowym i przywęzłowym następuje redystrybucja sił. Wraz ze wzrostem obciążenia przekrój przęsłowy przejmie większy moment zginający niż to wynika z obliczeń statycznych. Stopień redystrybucji nie jest jednakowy we wszystkich elementach, można jednak stwierdzić, że w przypadku elementów serii I jest on większy niż w elementach serii II. W elementach serii I stopień redystrybucji, oznaczający wzrost momentu zginającego w przęśle, waha się w granicach 14÷19% natomiast dla elementów serii II wynosi tylko 7÷10%. Ponieważ, parametrem różnicującym serie I i II była wielkość siły normalnej w słupie górnej kondygnacji należy sądzić, że właśnie słupy a dokładnie ich sztywność miała decydujący wpływ na redystrybucję sił wewnętrznych.

Największą redystrybucję obserwujemy w elementach serii IV. Jest to skutek zbrojenia niesprężystozgodnego i mniejszej siły normalnej w słupie.

Advantage was taken in calculations of actual strength parameters of concrete and steel measured in accompanying investigations. The results of theoretical and actual cross-section curvatures at successive load levels are shown in graphical form in Figs 3.32 and 3.33.

It follows from the graphs that - despite of placing the reinforcement conforming to the elastic moments, - redistribution of forces occurs between span and support cross-sections. With the increase of load, the span cross-section is taking greater bending moment than moment resulting from the static calculations. The degree of redistribution is not equal in all elements, but it can be stated that in case of series I elements it is greater than in series II elements. In series I elements, the degree of redistribution, indicating the increase of span bending moment, varies within limits of 14÷19% while in series II elements - within 7÷10% only. As the parameter differentiating in series I and series II was the magnitude of normal force in upper floor column, it may be supposed that precisely the columns - or more exactly their stiffness - had the decisive influence on the redistribution of internal forces.

The greatest redistribution can be observed in series IV elements. This is the result of reinforcement not conforming to the elastic moments and a smaller normal force in the column.

3.5. Zarysowanie i nośność

Parametrami zmiennymi w elementach serii I (słupy tych elementów obciążone siłą 50kN) były: stopień zbrojenia podłużnego i wytrzymałość betonu.

Pierwsze rysy pojawiły się jednocześnie zarówno w narożu otwieranym przy węźle, jak i w przęśle ramy.

W elementach R-A35/1 i R-A35/2 rysy pojawiły się w zasadzie przy sile $F=40\text{kN}$. W elemencie R-A35/1, przy tej sile wystąpiły trzy rysy o szerokości rozwarcia 0.04-0.05mm, po jednej w każdej z tych stref (lewe naroże, prawe naroże, przęśło). W elemencie R-A35/2 przy sile 40kN rys co prawda nie zaobserwowano, ale przy sile 60kN rys było już zdecydowanie więcej (ogółem 16), a ich szerokości rozwarcia (max. 0.15mm) świadczą, że do zarysowania musiało dojść w pobliżu siły 40kN.

W elementach wykonanych z betonu o $f_{c,cube}\approx 90\text{MPa}$ (elementy R-A90/1 i R-A90/2) pierwsze rysy pojawiły się przy sile 60kN. Ich szerokości rozwarcia wynosiły od 0.05 do 0.10mm.

Wytrzymałość betonu miała także wpływ na pojawienie się pierwszej rysy ukośnej w węźle elementu. W elementach o wytrzymałości betonu około 40MPa ukośne zarysowanie węzła nastąpiło przy sile $F=80-100\text{kN}$, zaś w elementach o wytrzymałości betonu około 90MPa przy sile 120kN. Były to rysy o szerokości rozwarcia około 0.05mm.

Obrazy zarysowania strefy węzła przy obciążeniach bliskich niszczącemu przedstawiono na rys. 3.34 i 3.35.

3.5. Cracking and load capacity

The variable parameters in series I elements (the columns in these elements were subjected to the load of 50kN) were: the degree of longitudinal reinforcement and concrete strength.

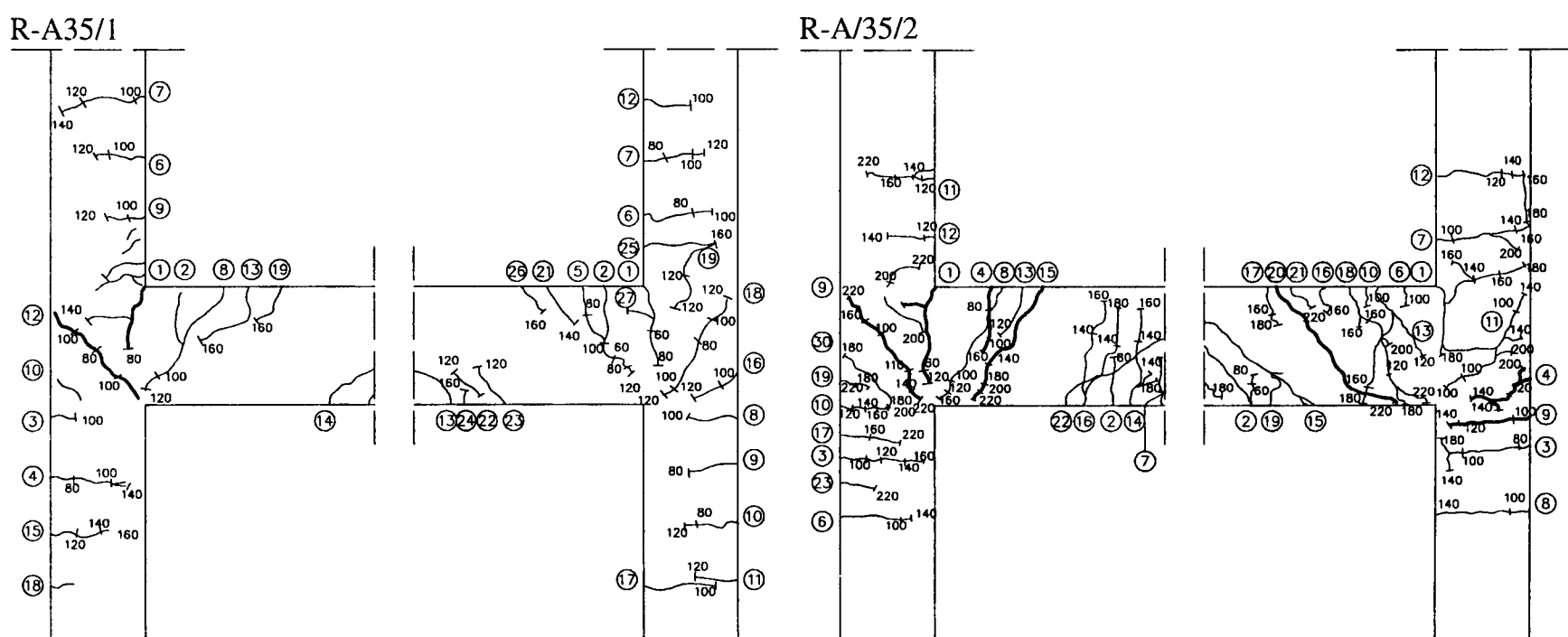
First cracks appeared simultaneously in open corner next to the joint as well as in span of the frame.

In elements R-A35/1 and R-A35/2 the cracks appeared principally at force $F=40\text{kN}$. In element R-A35/1, three cracks appeared at this force of width 0.04-0.05mm one per each zone (left corner, right corner, span). In element R-A35/2 no cracks were noticed at force of 40kN, but at force 60kN their number was decidedly greater (16 in all) and their width (max. 0.15mm) suggests that cracks were formed near the load of 40kN.

In elements cast using concrete $f_{c,cube}\approx 90\text{MPa}$ (elements R-A90/1 and R-A90/2) first cracks appeared at force 60kN. Their width was between 0.05 and 0.10mm.

Concrete strength had also influence on the appearance of the first diagonal crack in element joint. In elements of concrete strength of abt. 40MPa, the diagonal crack in the joint appeared at force 80-100kN, while in elements of concrete strength 90MPa - at force of 120kN. The cracks were abt. 0.05mm wide.

The drawings of cracks in the support region at loading close to failure are shown in Figs. 3.34 and 3.35.



Rys. 3.34. Elementy serii I, obraz zarysowania - wytrzymałość betonu około 40MPa
Fig. 3.34. Series I elements - crack pattern - concrete strength abt 40MPa

Słupy elementów serii II były obciążone siłą 200kN. Tak jak w serii I parametrami zmiennymi były: wytrzymałość betonu i stopień zbrojenia podłużnego. Mimo takiego zróżnicowania pierwsze rysy w ryglu, zarówno w przekroju przysłupowym, jak i w przęśle, pojawiły się przy sile 60kN. Natomiast ukośne zarysowanie węzła, w elementach wykonanych z betonu o wytrzymałości około 40MPa, wystąpiło przy sile 100kN, zaś w elementach wykonanych z betonu o wytrzymałości około 90MPa przy sile 120kN.

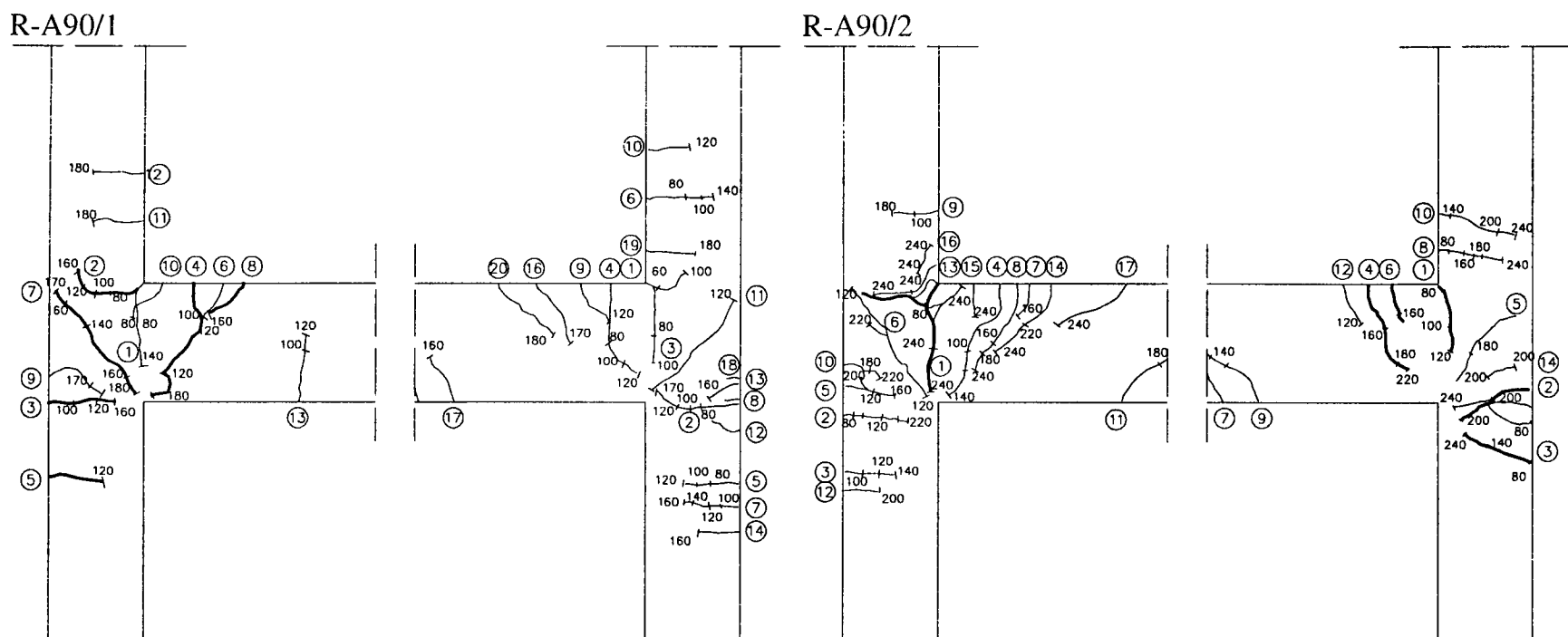
Series II elements columns were loaded by 200kN force. As in series I, the variable parameters were: concrete strength and the percentage of longitudinal reinforcement. Despite such differentiation, the first cracks occurred at force of 60kN, both in the support as well as in mid-span cross-sections. On the other hand, the diagonal cracks in element cast of abt 40MPa concrete appeared at force of 100kN, and in elements of 90MPa concrete - at force 120kN.

Zarysowanie następowało na ogół symetrycznie. Wyjątek stanowił element R-B90/2, w którym większe zarysowanie węzła prawego wystąpiło już przy sile 100kN, zaś lewego dopiero przy sile 140kN.

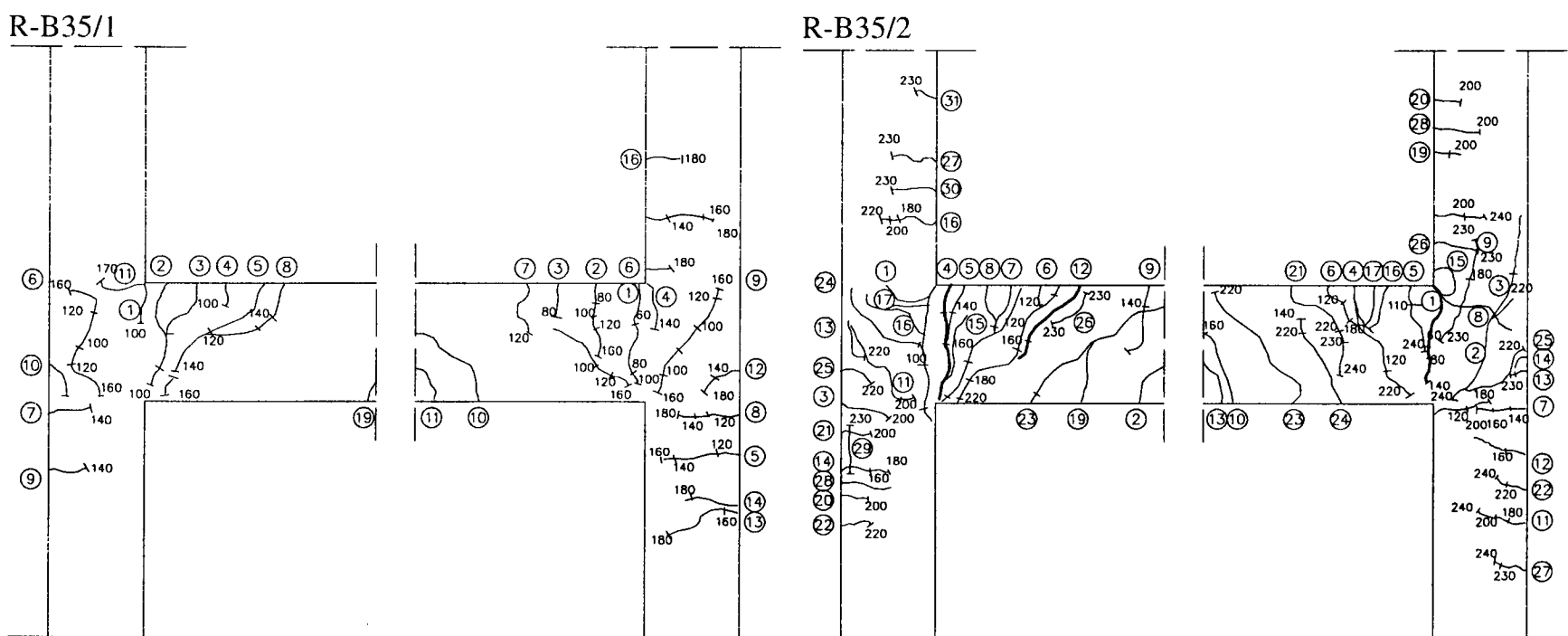
Obrazy zarysowania strefy węzła przedstawiono na rys. 3.36 i 3.37.

Crack pattern progressed in general symmetrically. The exception was element R-B90/2 in which more extensive cracking of the right-hand joint took place already at force 100kN, but of left-hand joint - not until the force of 140kN.

Drawings of crack patterns are presented in Figs 3.36 and 3.37.



Rys. 3.35. Elementy serii I, obraz zarysowania - wytrzymałość betonu około 90MPa
Fig. 3.35. Series I elements - crack pattern - concrete strength abt 90MPa



Rys. 3.36. Elementy serii II, obraz zarysowania - wytrzymałość betonu około 40MPa
Fig. 3.36. Series II elements - crack pattern - concrete strength abt 40MPa

Dwa elementy serii III były wykonane z betonu o wytrzymałości około 40MPa, a słupy tych elementów były obciążone siłą 50kN. W elemencie R-A35/1a, przy jednakowym zbrojeniu podłużnym (4 pętle $\varnothing 16\text{mm}$), w węzle lewym zastosowano strzemiona zamknięte, zaś w prawym otwarte (4 strzemiona $\varnothing 6\text{mm}$). W elemencie R-A35/2a różnicowano zbrojenie podłużne zachowując ten sam stopień zbrojenia. W węzle lewym zastosowano 4 pętle $\varnothing 16\text{mm}$, zaś w prawym 7 pętli $\varnothing 12\text{mm}$.

Two elements of series III were cast of concrete of abt 40MPa strength. Columns in these elements were loaded by 50kN force. In element R-A35/1a having identical longitudinal reinforcement (loops of $\varnothing 16\text{mm}$), closed stirrups were used in the left-hand joint and open stirrups (4 stirrups $\varnothing 6$) in the right-hand joint. In element R-A35/2a longitudinal reinforcement was differentiated, preserving the same degree of reinforcement. In the left-hand joint, 4 - $\varnothing 16$ loops were used while in the right-hand joint - 7 loops $\varnothing 12\text{mm}$.

To zróżnicowanie zbrojenia nie wpłynęło na powstanie pierwszych rys. Rysy w ryglu, w obu elementach, pojawiły się przy sile 60kN, zaś ukośne zarysowanie węzła przy sile 80kN (element R-A35/1a) i 100kN (element R-A35/2a).

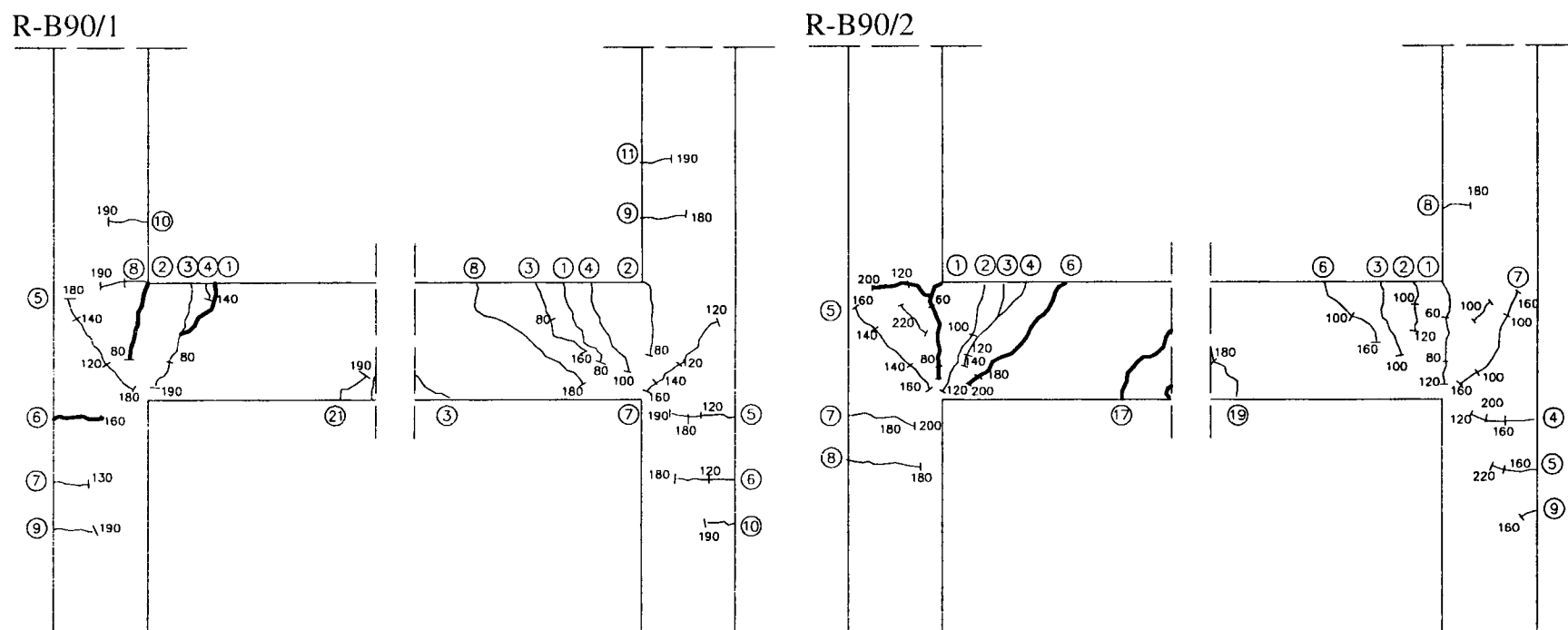
W elemencie R-A35/2a wyraźnie różny jest natomiast obraz zarysowania przy obciążeniu bliskim zniszczeniu. Układ rys w prawym węźle, w którym zastosowano 7 prętów $\varnothing 12$ mm, a tym samym nie spełniono normowych warunków rozstawu prętów, świadczy o słabym zakotwieniu tego zbrojenia w węźle.

Obrazy zarysowania strefy węzła przedstawiono na rys. 3.38.

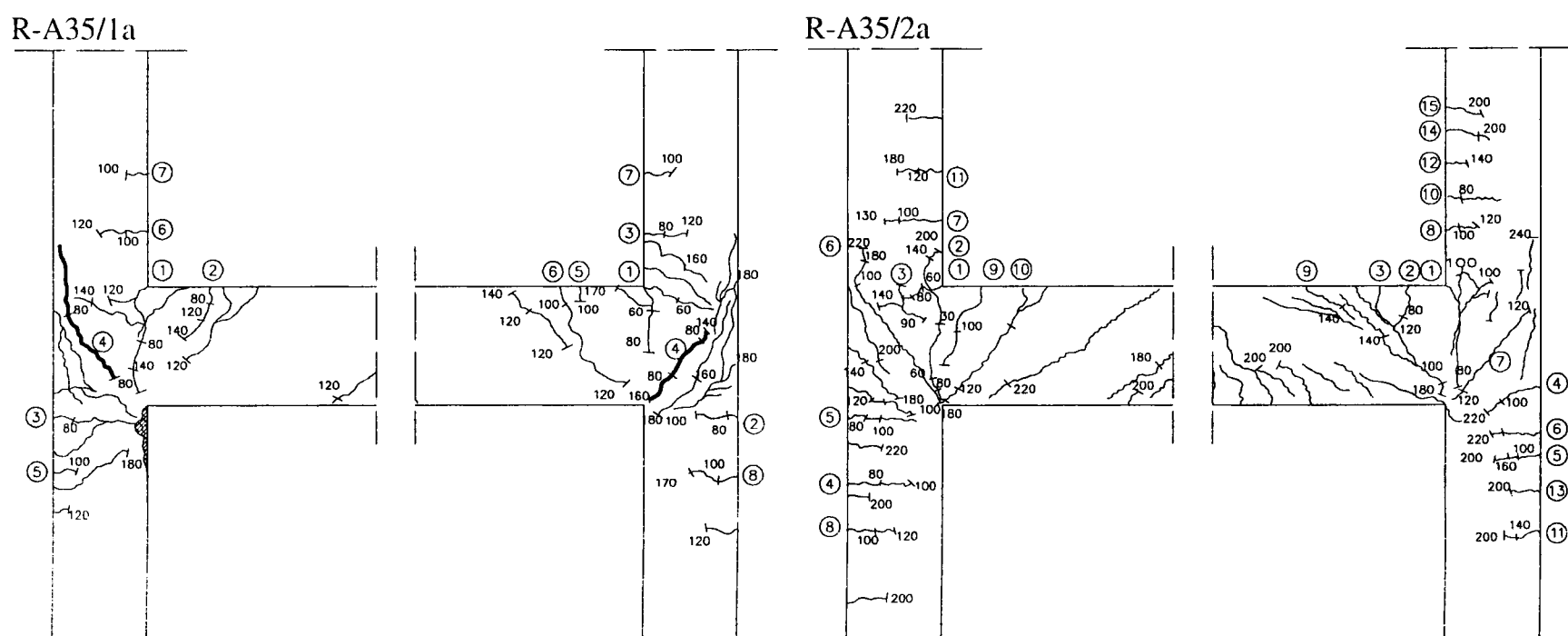
This differentiation of reinforcement did not affect the formation of first cracks. In both elements the cracks in the beam appeared at force 60kN, and the diagonal cracks at the joint at force 80kN (element R-A35/1a) and 100kN (element R-A35/2a).

In element R-A35/2a the crack pattern near the failure load is distinctly different. Crack pattern in the right-hand joint, in which 7- $\varnothing 12$ mm bars have been placed, and therefore Code required bar spacing has not been satisfied, is witnessing poor anchorage of the reinforcement in this joint.

Drawings of crack patterns in the support zone are presented in Fig. 3.38.



Rys. 3.37. Elementy serii II, obraz zarysowania - wytrzymałość betonu około 90MPa
Fig. 3.37. Series II elements - crack pattern - concrete strength abt 90MPa



Rys. 3.38. Elementy serii III, obraz zarysowania
Fig. 3.38. Series III elements - crack pattern

W serii IV zbadano dwa elementy. W obu słupy były obciążone siłą 50kN i w obu zastosowano takie samo zbrojenie podłużne $4\varnothing 22$ mm. Jeden z elementów był wykonany z betonu o wytrzymałości 40MPa, drugi z betonu o wytrzymałości 80MPa.

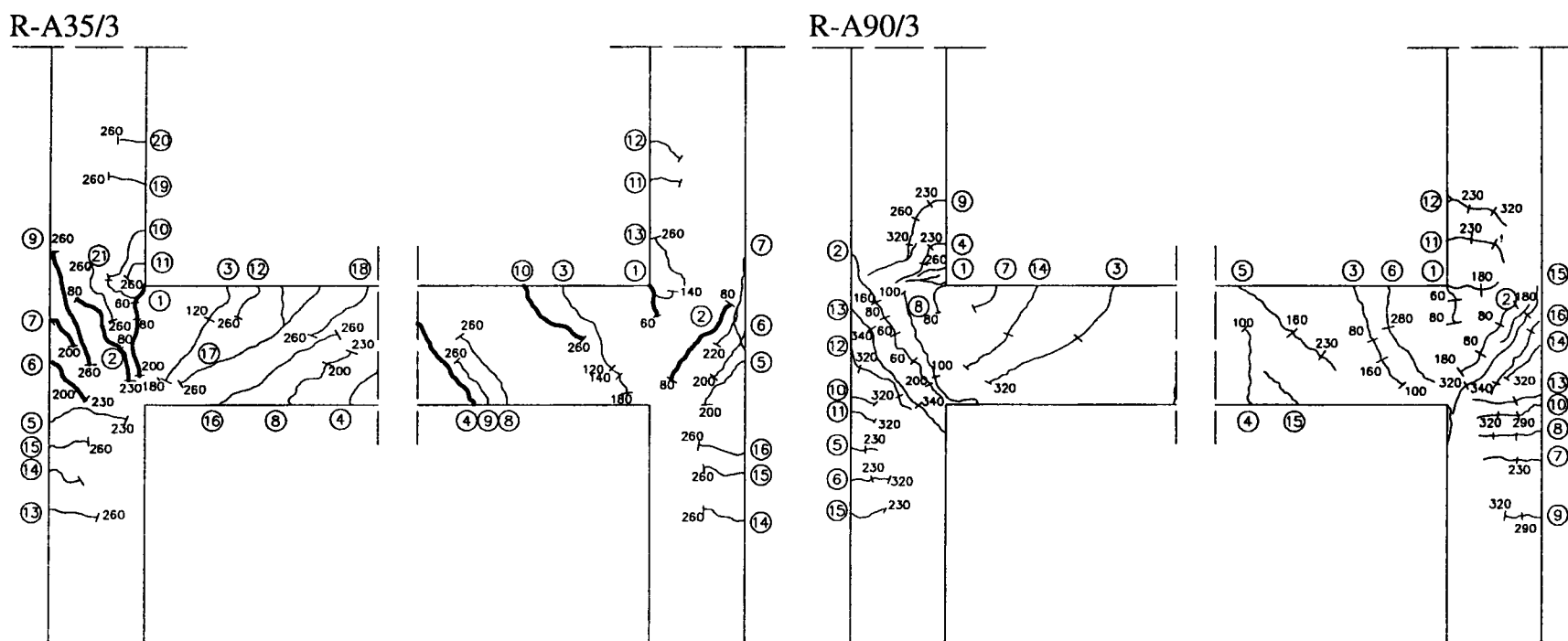
In series IV two elements were tested. In both of them the columns were loaded by force 50kN and in both the longitudinal reinforcement was $4\varnothing 22$ mm. One element was cast using concrete of 40MPa strength, the other of concrete 80MPa strength.

W elemencie R-A35/3 pierwsze rysy w ryglu wystąpiły przy sile 60kN, zaś w elemencie R-A90/3 przy sile 80kN. Rysa ukośna w narożach pojawiła się w obu elementach przy tej samej sile równej 80kN.

Obrazy zarysowania strefy węzła przedstawiono na rys. 3.39.

First cracks in the beam of element R-A35/3 appeared at force of 60kN and in element R-A90/3 - at force of 80kN. Diagonal crack at the corners appeared in both elements at the same force equal to 80kN.

Drawings of crack patterns in the support zone are presented in Fig. 3.39.



Rys. 3.39. Elementy serii IV, obraz zarysowania
Fig. 3.39. Series IV elements - crack pattern

Siły rysujące i niszczące podano w tablicy 3.3. W tablicy tej podano także opis sposobu zniszczenia oraz obliczeniowe siły niszczące (wg [8]) dla ryglu elementu (przekrój przęsłowy i przywęzłowy), przy założeniu granicznych odkształceń w strefie ściskanej betonu $\epsilon_c=0.0035$.

Elementy R-B35/1, R-B35/2 oraz R-B90/1 zniszczyły się przy wyraźnie większych siłach niż ich odpowiedniki ze słupami obciążonymi siłą równą 50kN. Elementy te osiągnęły prawie pełną nośność obliczeniową. Jedynie element R-B90/2 zniszczył się przy sile mniejszej niż jego odpowiednik R-A90/2. Należy jednak zaznaczyć, że wszystkie elementy serii I i II uległy poziomemu przemieszczeniu w kierunku węzła prawego. Było to spowodowane umieszczeniem w tym węźle ukośnego pręta. Pręt wzmacniał otwierane naroże węzła, co powodowało redystrybucję sił wewnętrznych, a tym samym brak symetrii sił i w konsekwencji wyboczenie ramy. Te poziome przemieszczenia w poszczególnych elementach nie były jednakowe. Większe, niż w pozostałych, przemieszczenie elementu R-B90/2 spowodowało jego wcześniejsze zniszczenie.

Wyraźnie niższą nośność doświadczalną w porównaniu do obliczeniowej miały elementy o największym stopniu zbrojenia $\rho=0.290$ (seria IV). Słupy tych elementów były obciążone siłą 50kN. W trakcie badania elementu R-A90/3 zauważono, że nośność tego elementu zostaje wyczerpana przy sile $F=345$ kN. Po nieznacznym odciążeniu zwiększono siły w górnych gałęziach słupów do wartości 200kN i ponownie obciążono element. Ostatecznie siła niszcząca wyniosła 385kN.

Forces at crack formation and at failure are given in Table 3.3. Also given in this Table are the descriptions of the way of failure and the theoretical forces at failure (after [8]) for the beam of the element (mid-span and support sections), assuming limit strains in the compressed zone of concrete $\epsilon_c=0.0035$.

Elements R-B35/1, R-B35/2 and R-B90/1 failed at appreciably greater forces than their equivalents with columns loaded by force equalling 50kN. These elements almost reached the full design load capacity. The element R-B90/2 only failed at force smaller than its counterpart, R-A90/2. It should be noted that all elements in series I and II underwent a horizontal displacement in the direction of the right-hand joint. This was caused by placing a diagonal bar in this joint. This bar strengthened the 'open' corner of the joint and this caused redistribution of internal forces and therefore lack of symmetry of forces and - as the consequence - buckling of the frame. These horizontal displacements were not equal in individual elements. The displacement of element R-B90/2, greater than in remaining elements, caused its earlier failure.

The elements with the highest percentage of reinforcement $\rho=0.290$ (series IV) had distinctly lower experimental load capacity in comparison with the theoretical load. Columns of these elements were loaded by force 50kN. During the test of element R-A90/3 it was noticed that the capacity of this element is depleted at the force $F=345$ kN. After a slight decrease of load, the forces in the upper parts of columns were increased to 200kN and the element was loaded again. Finally, the force at failure amounted to 385kN.

Tablica 3.3.

Seria	Lp.	Element	F _{cr} ^{exp} [kN]		F _u ^{exp} [kN]	F _u ^{cal} [kN]		Opis sposobu zniszczenia
			rygiel	węzeł		przęsło	węzeł	
I	1	R-A35/1	40	100	180	189	196	Zniszczenie rygla na zginanie w przekroju przęsłowym (zmiażdżenie betonu). Węzeł lewy - zniszczenie naroża otwieranego. Węzeł prawy - zniszczenie naroża zamykanego. Rama uległa poziomemu przemieszczeniu w kierunku węzła prawego.
	2	R-A35/2	~40	100	249	245	266	Zniszczenie rygla na zginanie w przekroju przywęzłowym (zmiażdżenie betonu). W obu węzłach rysy świadczące o wrywaniu zbrojenia pętlowego z węzłów ramy.
	3	R-A90/1	60	¹⁾ 140 ²⁾ 120	201	213	216	Zniszczenie naroża otwieranego przy węźle lewym i zamykanego przy węźle prawym. Rama uległa poziomemu przemieszczeniu w kierunku węzła prawego
	4	R-A90/2	60	120	255	269	286	Zniszczenie naroża otwieranego przy węźle lewym i zamykanego przy węźle prawym. Rama uległa poziomemu przemieszczeniu w kierunku węzła prawego
II	5	R-B35/1	60	100	193	191	198	Zniszczenie naroża otwieranego przy węźle lewym i zamykanego przy węźle prawym. Rama uległa poziomemu przemieszczeniu w kierunku węzła prawego
	6	R-B35/2	60	100	256	251	269	Zniszczenie naroża otwieranego przy węźle lewym i zamykanego przy węźle prawym. Rama uległa poziomemu przemieszczeniu w kierunku węzła prawego
	7	R-B90/1	60÷80	120	211	213	216	Zniszczenie naroża otwieranego przy węźle lewym i zamykanego przy węźle prawym. Rama uległa poziomemu przemieszczeniu w kierunku węzła prawego
	8	R-B90/2	60	¹⁾ 140 ²⁾ 100	245	268	291	Zniszczenie naroża otwieranego przy węźle lewym i zamykanego przy węźle prawym. Rama uległa poziomemu przemieszczeniu w kierunku węzła prawego
III	9	R-A35/1a	60	80	185	192	206	Zniszczenie naroża zamykanego przy słupie lewym. Zniszczenie górnej gałęzi słupa prawego w przekroju przywęzłowym. Rama uległa nieznacznemu poziomemu przemieszczeniu w kierunku węzła lewego.
	10	R-A35/2a	60	¹⁾ 100 ²⁾ 120	242	243	266	Zniszczenie rygla na zginanie w przekroju przęsłowym (zmiażdżenie betonu).
IV	11	R-A35/3	80	80	285	312	459	Zniszczenie rygla na zginanie w przekroju przęsłowym (zmiażdżenie betonu). W obu węzłach rysy świadczące o wrywaniu zbrojenia pętlowego z węzłów ramy.
	12	R-A90/3	80	80	³⁾ 345 ³⁾ 385	343	498	Zniszczenie rygla na zginanie w przekroju przęsłowym (zmiażdżenie betonu). W obu węzłach zniszczenie naroża zamykanego spowodowane wyrwaniem zbrojenia pętlowego z węzłów ramy.

1) węzeł lewy
2) węzeł prawy
3) siła niszcząca po dociążeniu słupa górnej kondygnacji do siły 200kN
We wszystkich elementach przy zniszczeniu zbrojenie rozciągane w ryglu i w słupach miało odkształcenia plastyczne

Table 3.3.

Se-ries	No	Element	F_{cr}^{exp} [kN]		F_u^{exp} [kN]	F_u^{cal} [kN]		Description of the mode of failure
			beam	joint		span	joint	
I	1	R-A35/1	40	100	180	189	196	Failure of beam in span section in bending (crushing of concrete). Left hand joint: failure of the "pen" corner. Right-hand joint: failure of the "closed" corner. Frame was displaced horizontally in the direction of the right-hand joint.
	2	R-A35/2	~40	100	249	245	266	Failure of beam in bending, in support cross-section (crushing of concrete). Cracks in both joints proving the pulling out of looped reinforcement from frame joints
	3	R-A90/1	60	¹⁾ 140 ²⁾ 120	201	213	216	Failure of "open" corner in left-hand joint and the "closed" corner in right-hand joint. The frame was displaced horizontally in the direction of right- hand joint.
	4	R-A90/2	60	120	255	269	286	Failure of "open" corner in left-hand joint and the "closed" corner in right-hand joint. The frame was displaced horizontally in the direction of right- hand joint.
II	5	R-B35/1	60	100	193	191	198	Failure of "open" corner in left-hand joint and the "closed" corner in right-hand joint. Frame was displaced horizontally in the direction of right- hand joint.
	6	R-B35/2	60	100	256	251	269	Failure of "open" corner in left-hand joint and the "closed" corner in right-hand joint. The frame was displaced horizontally in the direction of right- hand joint.
	7	R-B90/1	60÷80	120	211	213	216	Failure of "open" corner in left-hand joint and the "closed" corner in right-hand joint. The frame was displaced horizontally in the direction of right- hand joint.
	8	R-B90/2	60	¹⁾ 140 ²⁾ 100	245	268	291	Failure of "open" corner in left-hand joint and the "closed" corner in right-hand joint. The frame was displaced horizontally in the direction of right- hand joint.
III	9	R-A35/1a	60	80	185	192	206	Failure of the "closed" corner in left-hand column. Failure of upper part of right-hand column in support section. The frame was subjected to small horizontal displacement in the direction of left- hand joint.
	10	R-A35/2a	60	¹⁾ 100 ²⁾ 120	242	243	266	Failure of beam, in bending in span section (crushing of concrete).
IV	11	R-A35/3	80	80	285	312	459	Failure of beam in bending, in span cross-section (crushing of concrete). Cracks in both joints proving the pulling out of looped reinforcement from frame joints.
	12	R-A90/3	80	80	³⁾ 345 385	343	498	Failure of beam in bending, in span cross-section (crushing of concrete). In both joints - failure of the "closed" corners caused by pulling out of the looped reinforcement from frame joints.
<p>1) left-hand joint 2) right-hand joint 3) force at failure, after increasing the load on upper part of column to 200kN At failure, in all elements the tensile reinforcement in beam and in columns developed strains in the plastic range.</p>								

Tak więc i w tym wypadku obserwujemy wyraźny wpływ siły normalnej w słupie na nośność elementu. Bezpośrednią przyczyną zniszczenia obu elementów serii IV było zniszczenie na zginanie przekroju przęsłowego w ryglu ramy (uplastycznienie zbrojenia rozciąganego i zmiżdżenie betonu w strefie ściskanej), ale pośrednią brak należytego zakotwienia zbrojenia pętlowego w węzłach ram. Nośność przekrojów przywęzłowych nie została wykorzystana.

4. PODSUMOWANIE

Badania wykazały, że w skrajnych przęsłach konstrukcji ramowych, mimo zastosowania zbrojenia zgodnego ze sprężystym rozkładem momentów, po zarysowaniu następuje redystrybucja sił wewnętrznych. Efektem redystrybucji jest zwiększenie momentu przęsłowego, a zmniejszenie momentów w skrajnych węzłach ramy. Stopień redystrybucji sił zależy od ubytku sztywności słupów górnej i dolnej kondygnacji, podatności węzła i zakotwienia zbrojenia rozciąganego ryglu w węzle ramy. Redystrybucja sił rozpoczyna się po zarysowaniu otwieranego naroża węzła ramy. W analizowanych ramach zarysowanie naroża występowało przy siłach $F=40$ do 80kN , co stanowiło około 20-25% sił niszczących.

Pierwsza faza redystrybucji, od zarysowania do uplastycznienia zbrojenia, zależała przede wszystkim od wielkości siły normalnej w słupach elementów. W elementach, których górna gałąź słupów była obciążona siłą 50kN ($\sigma_c \approx 1.0\text{MPa}$) stopień redystrybucji, oznaczający wzrost momentu zginającego w przęsle, wynosił od 14 do 19%. W elementach, których górna gałąź słupów była obciążona siłą 200kN ($\sigma_c \approx 4.0\text{MPa}$) ten stopień redystrybucji wynosił jedynie od 7 do 10%.

W drugiej fazie redystrybucji, tzn. po uplastycznieniu zbrojenia aż do zniszczenia, stopień redystrybucji sił zależny był przede wszystkim od efektywności zakotwienia zbrojenia rozciąganego w węzle ramy. We wszystkich ramach zastosowano zbrojenie pętlowe. Były to prawie zawsze 4 jednakowe pętle o takim samym kształcie z prętów o średnicach tak dobranych, aby uzyskać założony stopień zbrojenia $\rho=0.0114, 0.0149, 0.0290$. W tej sytuacji o efektywności zakotwienia powinna decydować średnica prętów i wytrzymałość betonu. Okazało się jednak, że i w tym wypadku decydujący wpływ na stopień redystrybucji miała wielkość siły normalnej w słupie. Większa siła normalna w górnej gałęzi słupa to większa wysokość strefy ściskanej w przekroju na styku słupa z węzłem ramy, a tym samym lepsze warunki zakotwienia zbrojenia pętlowego. Te lepsze warunki umożliwiły odwrotną redystrybucję sił i w pewnych wypadkach zniszczenie elementu przy prawie pełnym wykorzystaniu nośności ryglu w przekroju przywęzłowym (porównaj tab. 3.3, elementy R-B35/1, R-B35/2 oraz R-B90/1).

Badania wykazały, że przy zbliżonych wymiarach ryglu i słupa zastosowanie zbrojenia ukośnego w otwieranym narożu ramy w niewielkim stopniu poprawia sztywność węzła, a nie wpływa na nośność elementu. Przy zbrojeniu pętlowym nie jest uzasadnione zastosowanie

In this case as well, the distinct influence of normal force in the column on element load capacity could be observed. The immediate cause of failure of both elements in series IV was failure in bending of the mid-span section of the beam (yielding of the reinforcement in tension and crushing of concrete in compression zone), but the indirect cause was the lack of proper anchorage of looped reinforcement in frame joints. The capacity of support sections was not fully used up.

4. SUMMARY

The investigations proved that in the end spans of framed structures, despite the reinforcement conforming to the elastic moments distribution, redistribution of internal forces occurs when cracking took place. The effect of redistribution is the increase of the span moment and the decrease of moments in the extreme joints of the frame. The degree of force redistribution depends on the loss of stiffness of upper and lower floor columns, joint flexibility and tension reinforcement anchorage in the joint of frame. Redistribution of forces begins after formation of cracks in open corner of frame joint. In the examined frames, cracks formation in corners occurred at forces $F=40$ to 80kN , what corresponds to 20-25% of the forces at failure.

First phase of redistribution (from the start of cracking to plasticizing of reinforcement) depended in the first place on the magnitude of normal forces in element columns. In elements in which the upper part of columns was subjected to forces of 50kN ($\sigma_c=1.0\text{MPa}$), the degree of redistribution, indicating the increase of bending moment in span, amounted from 14 to 19%. In elements where the upper part of columns was loaded by 200kN force, ($\sigma_c \approx 4.0\text{MPa}$) the degree of redistribution was from 7 to 10% only.

In the second phase of redistribution, i.e. from attaining the yield point till failure, the degree of redistribution of forces was depending in the first place on the performance of anchorage of tension reinforcement in the joint of frame. Looped reinforcement was used in all frames. It consisted almost always of 4 equal loops, of identical shape, of bar diameters chosen so as to obtain the wanted degree of reinforcement $\rho=0.0114, 0.0149, 0.0290$. In this situation, the performance of the anchorage should depend on diameter of bars and strength of concrete. It proved however that also in this case, the decisive influence on the degree of redistribution was exerted by normal force in the column. The greater normal force in the upper part of the column, the greater the extent of compressed zone in cross-section at the contact of column with the joint and therefore better conditions for the anchorage of looped reinforcement. These better conditions made possible the reverse redistribution of forces and - in certain cases - the failure of element at almost full level of load capacity of the beam in its support cross-section. (compare Table 3.3 - elements R-B35/1, R-B32/2 and R-B90/1).

Investigations proved that at closely similar dimensions of beams and columns, the use of oblique reinforcement in the 'open' corner of the frame improves support

dotatkowego zbrojenia pętlowego w dolnej gałęzi słupa, a także intensywnego zbrojenia węzła strzemionami poziomymi zamkniętymi bądź otwartymi, tzw. szpilkami. Okazało się, że zbrojenie węzła strzemionami można ograniczyć do minimalnego stopnia zbrojenia wykorzystując zalecenia PN-B-03264:1999 lub EC2 dotyczące zbrojenia na ścinanie.

Projektując zbrojenie w skrajnych przęsłach ram żelbetowych należy przewidzieć możliwość większego, niż to wynika z rozkładu sprężystego, wyężenia przęsła oraz takiego wykonstruowania zbrojenia w skrajnym węźle, aby były zapewnione dobre warunki zakotwienia zbrojenia rygla. To dobre zakotwienie będzie zapewnione, gdy mamy przypadek węzła przestrzennego z prostopadłymi monolitycznymi żebrami lub elementami wieńca.

stiffness in small degree and does not influence the load capacity of element. When using looped reinforcement it is not indicated to use additional looped reinforcement in the lower part of the column, nor intensive reinforcement of the joint by horizontal stirrups, closed or open (pins?). It was found that reinforcement of the joint by stirrups can be limited to the minimum degree, applying the recommendations of the Code PN-B-0324: 1999 or EC2, concerning shear reinforcement.

The design of reinforcement in end spans of RC frames, should take into account the possibility of greater effort in the span than that resulting from elastic distribution and the necessity of such shaping of reinforcing bars in end span as to assure good anchorage of beam reinforcement. Such good anchorage shall be assured in case of three-dimensional joint with perpendicular, monolithic ribs or ring beam elements.

LITERATURA / REFERENCES

- [01] TAYLOR H.P.J., *The Behaviour of in situ Concrete Beam-Column Joints*, Technical Report 42.492. Cement and Concrete Association, London, 1974.
- [02] HOEKSTRA A.S., *Doorgaande kolom-balk-verbinding.*, Civiele Techniek TU Delft, Augustus 1996.
- [03] KORDINA K., SCHAAFF E., WESTPHAL T., *Empfehlungen für die Bewehrungsführung in Rahmenecken und -knoten*, DAFSt., H. 373, s. 3-47, Berlin 1986.
- [04] CZKWIANIANC A., *Badania doświadczalne płaskich i przestrzennych węzłów monolitycznych ustrojów prętowych*, Zeszyt 6, s. 1-138, Badania Doświadczalne Elementów i Konstrukcji Betonowych, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska Politechniki Łódzkiej, Łódź 1995.
- [05] SCOTT R.H., *Intrinsic Mechanisms in Reinforced Concrete Beam-Column Connections Behaviour*, ACI Structural Journal, Vol 93(3), pp. 336-346, May-June, 1996.
- [06] KORDINA K., TEUTSCH M., WEWGENER E., *Trag- und Verformungsverhalten von Rahmenknoten*, DAFSt., H. 486, Berlin 1998.
- [07] CZKWIANIANC A., *Zbrojenie prętowe monolitycznego węzła ramy żelbetowej*, Inżynieria i Budownictwo nr 8/2000, s. 429-432
- [08] CZKWIANIANC A., KAMIŃSKA M., *Metoda nieliniowej analizy żelbetowych elementów prętowych*, PAN KILiW IPPT, Studia z zakresu inżynierii nr 36, Warszawa 1993.

Załącznik

Wyniki pomiarów

Badania zostały wykonane w Laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego.

Uczestniczyli w nich:

Adam Frątczak
Monika Potapow
Andrzej Szcześniak
Andrzej Wierzbicki

W druku podano tylko przykładowe tablice zawierające wyniki badań. Pozostałe materiały, dokumentujące przebieg badań, są dostępne w Katedrze Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej.

Appendix

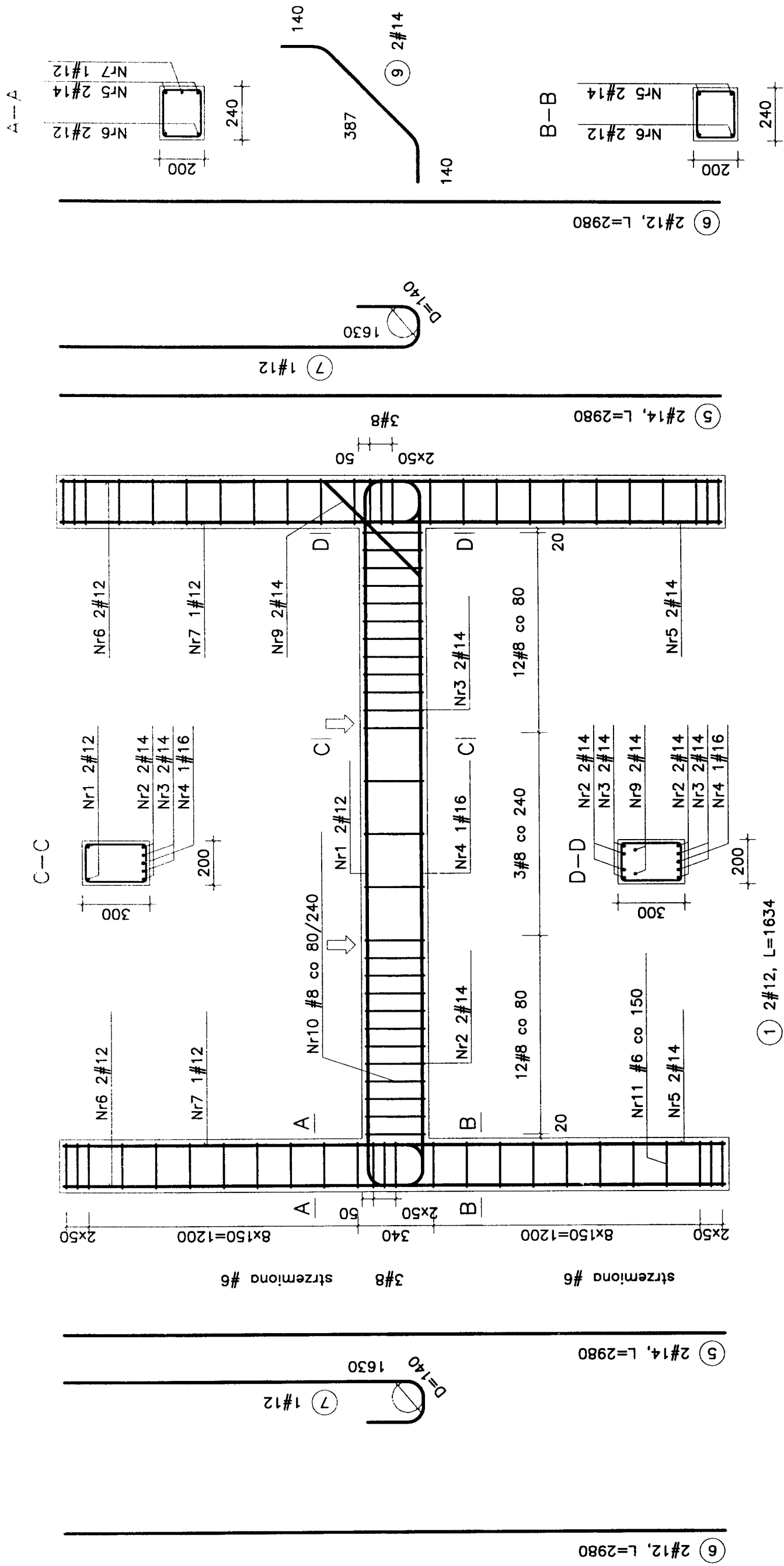
Results of measurements

Tests were carried out at the Laboratory of Chair of Concrete Structures.

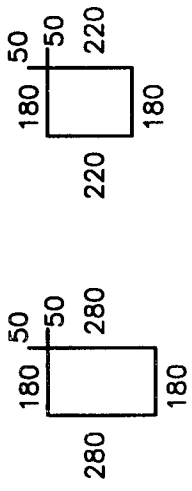
The participants were also the following:

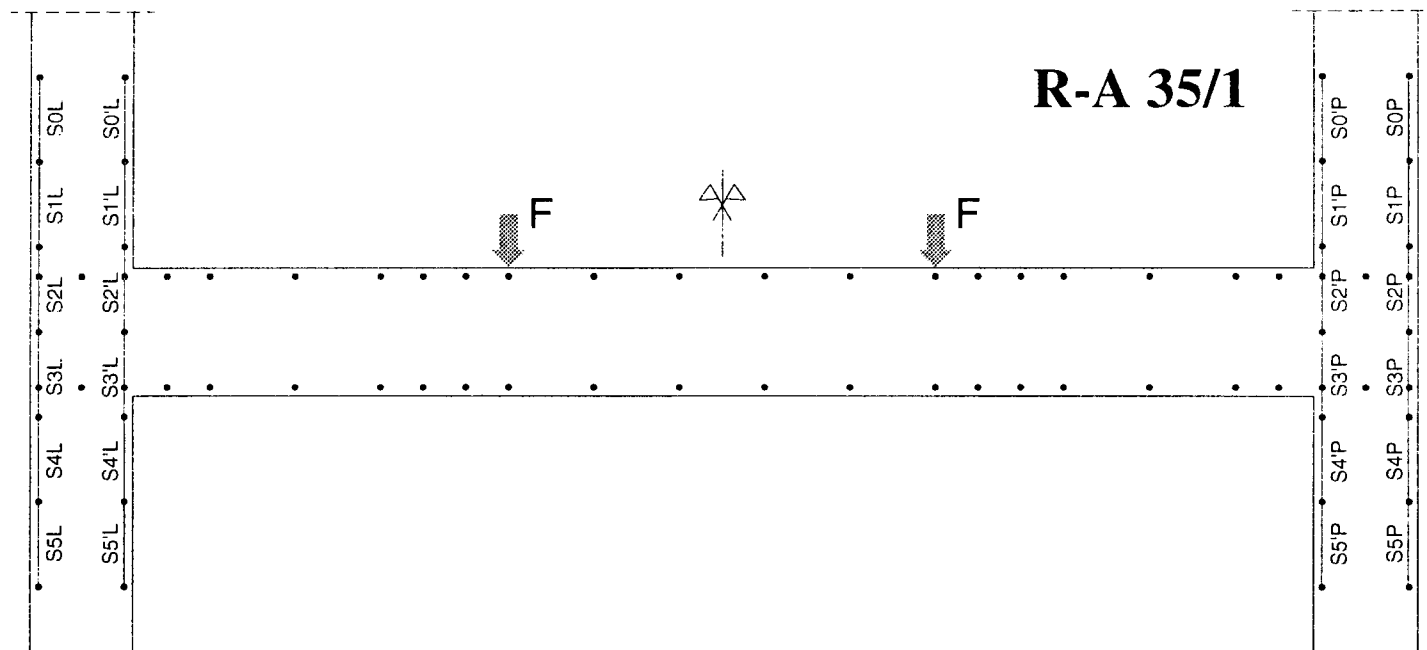
Adam Frątczak
Monika Potapow
Andrzej Szcześniak
Andrzej Wierzbicki

Example tables only, containing investigation results, are presented in print. Remaining materials, documenting the course of tests are available at the Department of Concrete Structures of Łódź Technical University.



R-A35/1



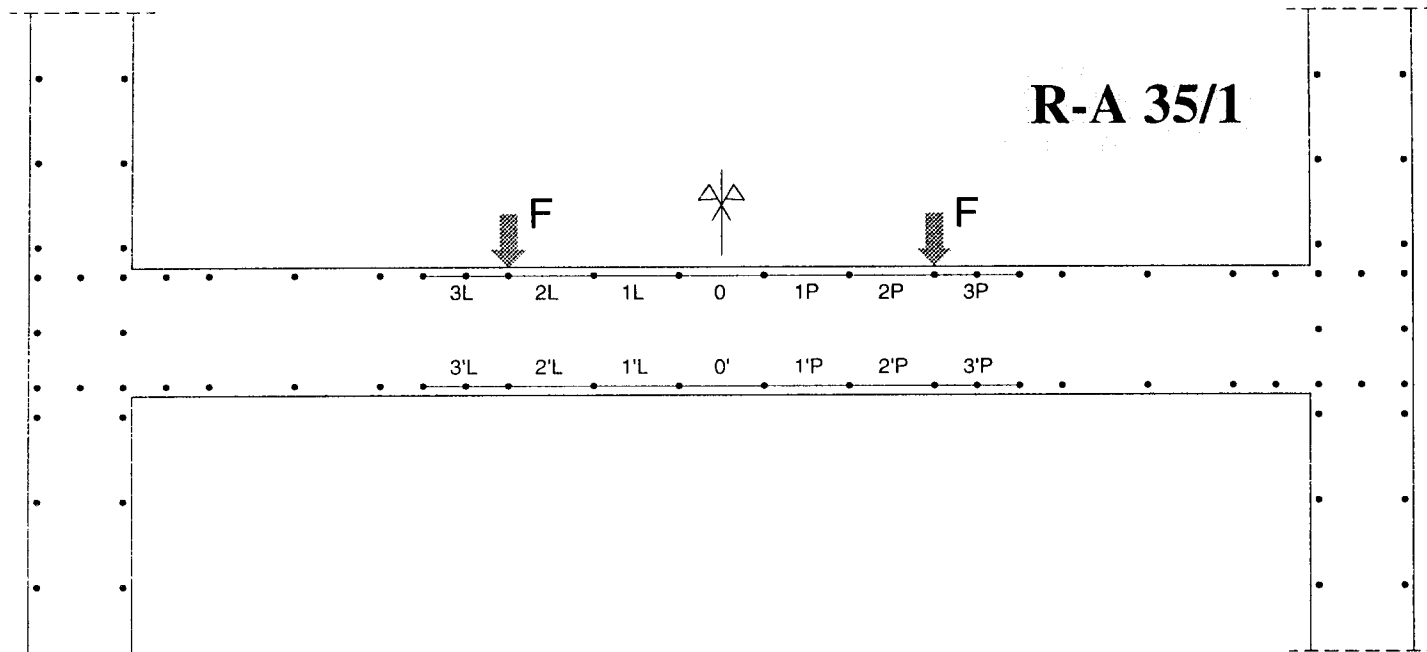


Tablica 1.1 Odształcenia betonu w słupie lewym elementu

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Odształcenia ε [%ε]												
			S0L	S1L	S2L	S3L	S4L	S5L	S0'L	S1'L	S2'L	S3'L	S4'L	S5'L	
R-A 35/1	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	50	0	-0.04	-0.03	-0.05	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.05	-0.05	-0.05
		20	-0.10	-0.10	-0.10	0.01	0.02	0.01	0.03	0.04	0.05	0.05	-0.09	-0.11	-0.10
		40	-0.14	-0.16	-0.18	0.06	0.10	0.05	0.06	0.11	0.17	0.17	-0.14	-0.22	-0.18
		60	-0.20	-0.23	-0.26	0.16	0.27	0.11	0.17	0.22	0.42	0.42	-0.19	-0.34	-0.27
		80	-0.26	-0.32	-0.32	0.50	0.45	0.22	0.29	0.38	0.75	0.75	-0.29	-0.50	-0.38
		100	-0.33	-0.41	-0.34	0.96	0.65	0.30	0.41	0.52	1.12	1.12	-0.34	-0.64	-0.48
		120	-0.40	-0.47	-0.36	1.36	0.88	0.42	0.51	0.70	1.46	1.46	-0.39	-0.80	-0.59
		140	-0.46	-0.54	-0.40	1.82	1.11	0.55	0.64	0.88	1.90	1.90	-0.46	-0.96	-0.70
		160	-0.56	-0.66	-0.46	2.66	1.59	0.79	0.86	1.20	2.81	2.81	-0.50	-1.22	-0.87

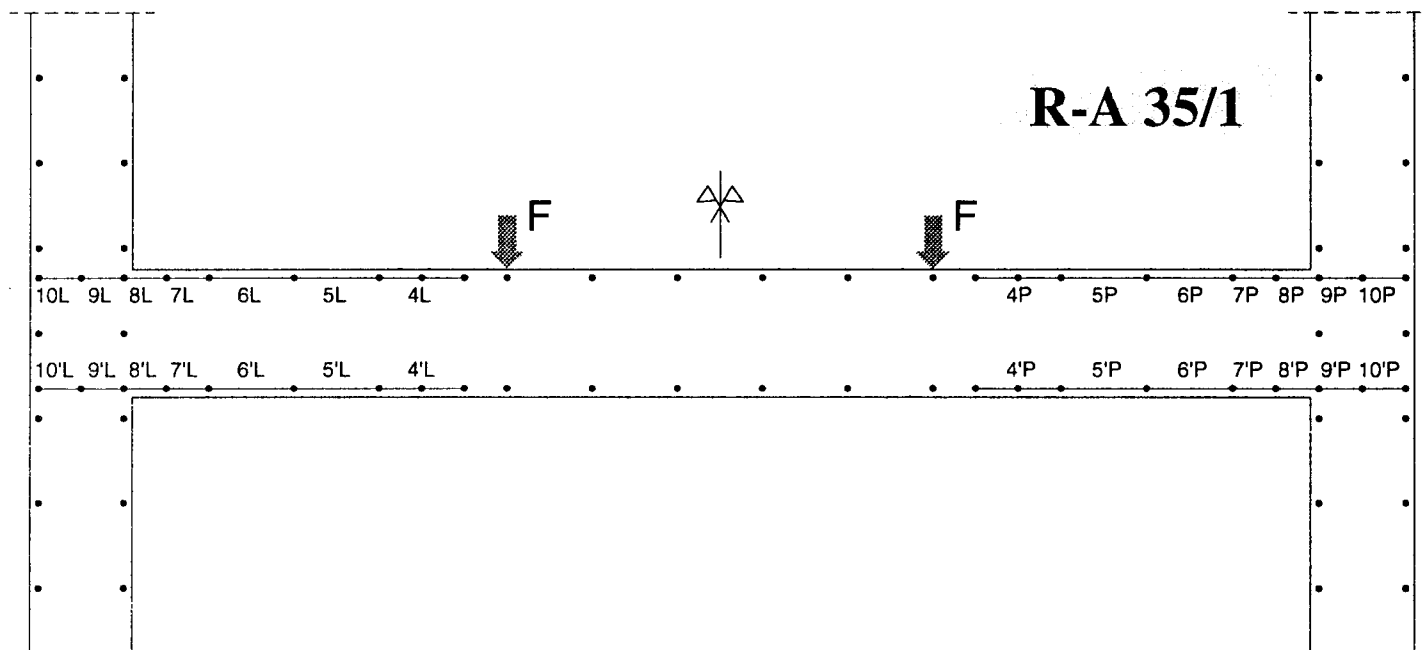
Tablica 1.2 Odształcenia betonu w słupie prawym elementu

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Odształcenia ε [%ε]												
			S0P	S1P	S2P	S3P	S4P	S5P	S0'P	S1'P	S2'P	S3'P	S4'P	S5'P	
R-A 35/1	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	50	0	-0.03	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.05	-0.04	-0.05	-0.02	-0.04	-0.04
		20	-0.07	-0.06	-0.09	0.02	0.03	0.02	0.01	0.03	0.02	0.02	-0.08	-0.11	-0.09
		40	-0.14	-0.14	-0.16	0.08	0.12	0.09	0.08	0.10	0.10	0.10	-0.14	-0.23	-0.18
		60	-0.19	-0.22	-0.25	0.31	0.30	0.17	0.15	0.18	0.28	0.28	-0.24	-0.38	-0.27
		80	-0.26	-0.34	-0.32	0.66	0.49	0.33	0.28	0.34	0.52	0.52	-0.31	-0.53	-0.36
		100	-0.34	-0.43	-0.36	1.29	0.67	0.47	0.45	0.61	0.84	0.84	-0.45	-0.68	-0.50
		120	-0.39	-0.51	-0.41	1.78	0.90	0.64	0.63	0.86	1.09	1.09	-0.54	-0.84	-0.60
		140	-0.46	-0.62	-0.47	2.40	1.18	0.83	0.83	1.13	1.43	1.43	-0.70	-1.06	-0.75
		160	-0.55	-0.79	-0.54	3.55	1.74	1.16	1.07	1.50	1.94	1.94	-0.93	-1.34	-0.90



Tablica 1.3 Odształcenia betonu w ryglu, odcinek środkowy elementu

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Odształcenia ε [%e]													
			3L	2L	1L	0	1P	2P	3P	3'L	2'L	1'L	0'L	1'L	2'L	3'L
R-A 35/1	0	0	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.01	0.00	-0.01	-0.02	-0.02	-0.01	-0.01	0.00	0.00
	0	0	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.01	0.00	-0.01	-0.02	-0.02	-0.01	-0.01	0.00	0.00
	20	20	-0.06	-0.10	-0.10	-0.10	-0.11	-0.13	-0.04	0.03	0.10	0.10	0.09	0.11	0.13	0.03
	40	40	-0.14	-0.24	-0.25	-0.25	-0.27	-0.28	-0.10	0.15	0.34	0.37	0.24	0.36	0.34	0.11
	60	60	-0.26	-0.38	-0.41	-0.39	-0.43	-0.44	-0.21	0.37	0.71	0.76	0.45	0.62	0.75	0.31
	80	80	-0.39	-0.56	-0.56	-0.55	-0.58	-0.61	-0.26	0.74	1.14	1.14	0.72	0.99	1.20	0.69
	100	100	-0.50	-0.77	-0.76	-0.74	-0.78	-0.82	-0.37	0.99	1.60	1.58	1.02	1.34	1.62	1.06
	120	120	-0.59	-0.97	-0.96	-0.92	-0.97	-1.01	-0.50	1.23	2.02	1.99	1.28	1.68	2.08	1.34
	140	140	-0.66	-1.14	-1.12	-1.08	-1.14	-1.17	-0.58	1.53	2.45	2.40	1.55	2.03	2.54	1.66
	160	160	-0.74	-1.55	-1.58	-1.46	-1.54	-1.40	-0.62	1.82	4.00	4.63	3.13	4.42	2.92	1.94
180	180	-1.58	-2.32													

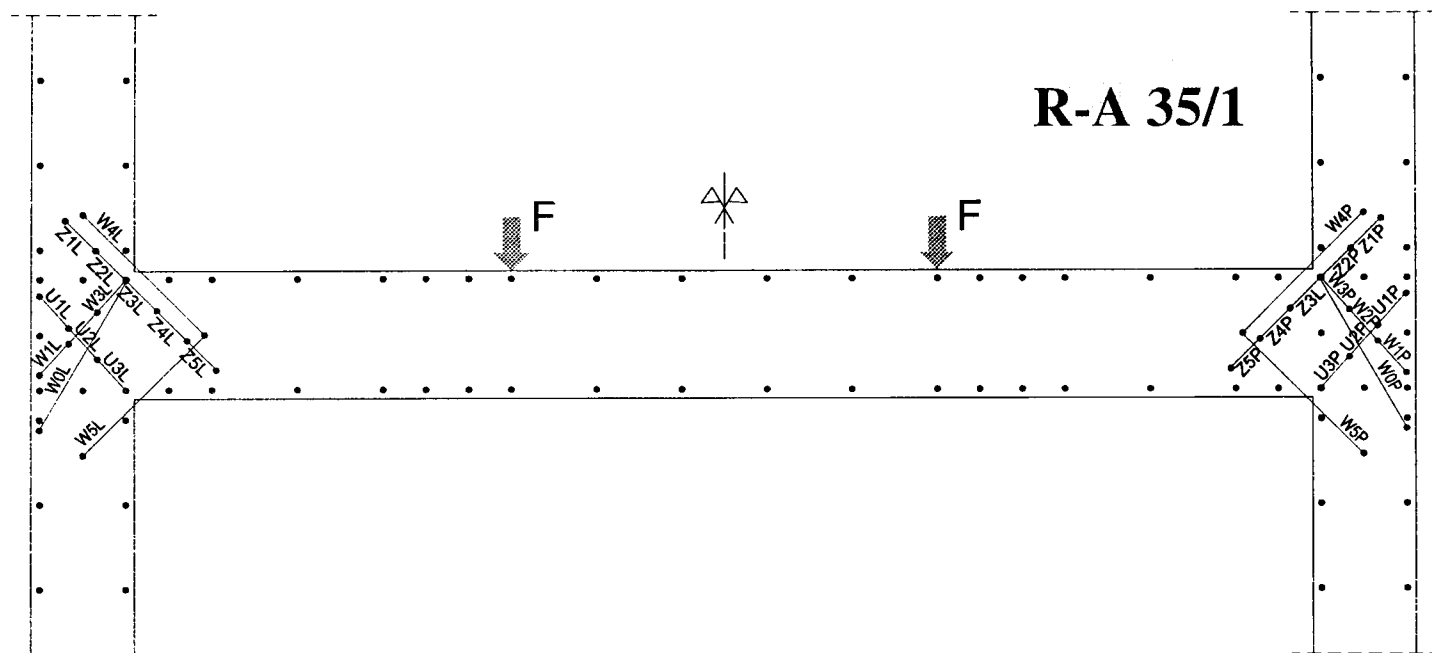


Tablica 1.4 Odształcenia betonu w ryglu, strona lewa elementu

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Odształcenia ε [‰]														
			4L	5L	6L	7L	8L	9L	10L	4'L	5'L	6'L	7'L	8'L	9'L	10'L	
R-A 35/1	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	50	0	0.03	0.02	0.02	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	0.00	0.00
		20	-0.03	-0.01	0.05	0.06	0.16	0.02	0.02	0.06	0.01	-0.04	-0.08	-0.12	-0.02	0.00	0.00
		40	-0.10	-0.02	0.10	0.16	0.64	-0.08	0.02	0.12	0.02	-0.07	-0.14	-0.22	-0.08	-0.04	0.00
		60	-0.18	-0.05	0.17	0.40	1.44	0.10	0.02	0.24	0.06	-0.10	-0.18	-0.32	-0.08	-0.06	0.00
		80	-0.28	-0.06	0.31	0.78	2.04	0.26	0.00	0.54	0.14	-0.10	-0.22	-0.38	-0.14	-0.10	0.00
		100	-0.30	-0.06	0.93	0.96	2.66	0.44	-0.02	1.11	0.47	-0.07	-0.20	-0.32	-0.02	-0.04	0.00
		120	-0.36	-0.10	1.30	1.14	3.24	0.54	0.00	1.49	0.79	-0.07	-0.22	-0.34	0.04	-0.06	0.00
		140	-0.42	-0.14	1.71	1.34	3.98	0.70	0.10	1.86	1.22	-0.10	-0.28	-0.38	0.12	-0.04	0.00
		160	-0.44	-0.18	2.52	1.62	5.38	0.94	0.54	2.18	1.47	-0.09	-0.36	-0.50	0.38	-0.10	0.00

Tablica 1.5 Odształcenia betonu w ryglu, strona prawa elementu

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Odształcenia ε [‰]														
			4P	5P	6P	7P	8P	9P	10P	4'P	5'P	6'P	7'P	8'P	9'P	10'P	
R-A 35/1	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	50	0	0.01	0.00	0.00	0.00	0.02	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.02	-0.02	0.02	0.00
		20	0.00	-0.02	0.02	0.10	0.06	0.02	-0.06	0.06	0.01	-0.02	-0.04	-0.04	-0.06	0.02	0.00
		40	-0.06	-0.02	0.05	0.50	0.20	0.02	0.00	0.09	0.01	-0.05	-0.08	-0.14	-0.12	0.00	0.00
		60	-0.14	-0.03	0.06	1.10	0.46	0.10	-0.04	0.18	0.03	-0.06	-0.18	-0.26	-0.16	-0.02	0.00
		80	-0.21	-0.04	0.06	1.82	0.90	0.26	0.00	0.45	0.10	-0.08	-0.26	-0.36	-0.20	-0.08	0.00
		100	-0.26	-0.05	0.19	2.38	1.32	0.60	0.08	0.78	0.71	-0.08	-0.32	-0.42	-0.10	-0.04	0.00
		120	-0.30	-0.04	0.44	2.78	1.60	0.74	0.24	1.02	1.46	-0.12	-0.38	-0.54	-0.06	0.02	0.00
		140	-0.38	-0.05	0.71	3.08	1.80	1.04	0.28	1.30	2.12	-0.18	-0.44	-0.64	-0.04	0.06	0.00
		160	-0.39	-0.08	1.32	3.50	2.24	1.72	0.56	1.50	2.50	-0.23	-0.58	-0.86	-0.04	0.28	0.00

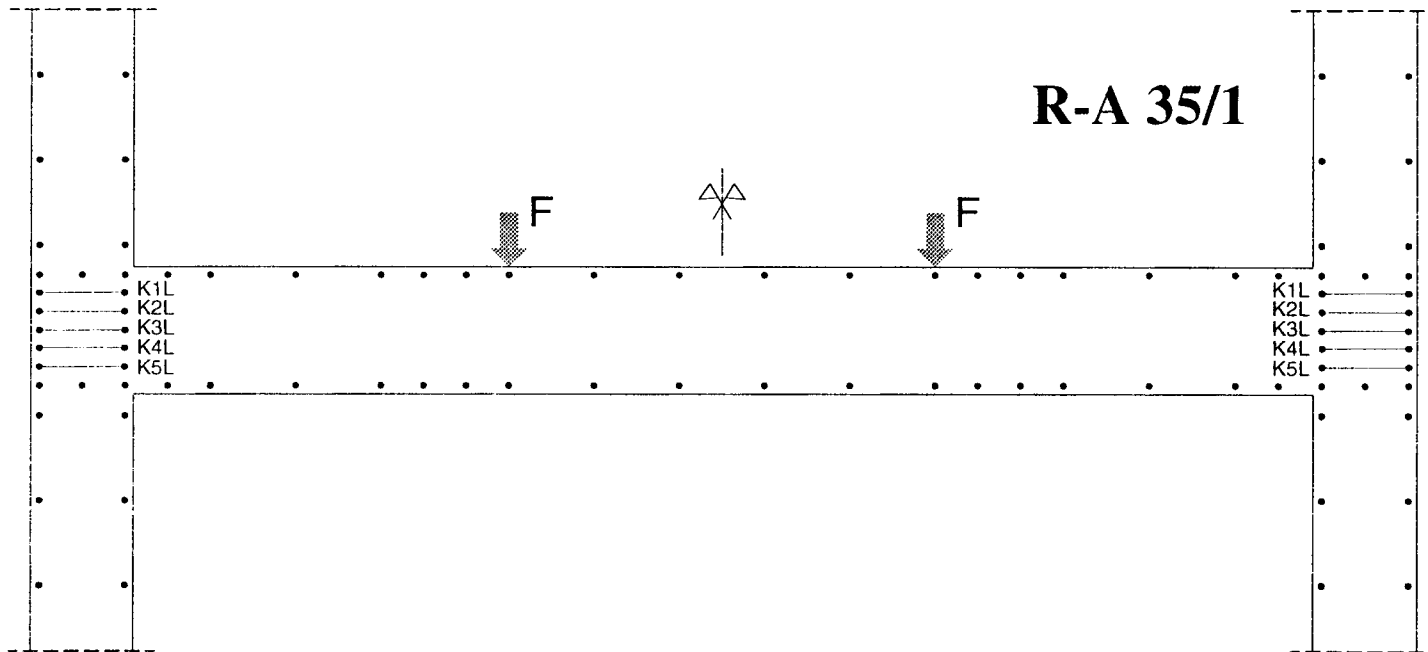


Tablica 1.6 Odształcenia betonu w węźle lewym elementu

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Odształcenia ε [%ε]													
			Z1L	Z2L	Z3L	Z4L	Z5L	U1L	U2L	U3L	W0L	W1L	W2L	W3L	W4L	W5L
R-A 35/1	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	50	0	-0.02	-0.06	0.04	-0.02	-0.02	-0.04	-0.06	-0.04	0.00	0.02	-0.02	-0.02	0.01	-0.03
		20	-0.02	-0.02	0.16	0.00	-0.06	-0.08	-0.10	-0.20	0.03	0.04	0.02	0.02	0.08	-0.09
		40	0.00	0.04	0.68	0.06	0.00	-0.12	-0.14	-0.16	0.09	0.08	0.06	0.08	0.26	-0.17
		60	0.00	0.10	1.50	0.18	0.00	-0.18	-0.18	-0.24	0.25	0.08	0.10	0.48	0.60	-0.25
		80	-0.02	0.22	2.22	0.62	0.00	-0.22	-0.22	-0.32	0.50	0.08	0.10	0.96	1.04	-0.36
		100	-0.02	0.44	2.88	2.22	-0.02	-0.48	-0.34	-0.46	0.90	0.64	0.88	1.30	1.78	-0.53
		120	-0.04	0.68	3.54	3.18	0.02	-0.64	-0.46	-0.58	1.23	1.00	1.54	1.52	2.35	-0.68
		140	-0.04	1.00	4.50	4.22	0.00	-0.76	-0.62	-0.70	1.63	1.68	2.22	1.94	3.01	-0.87
		160	-0.02	1.70	6.14	5.66	0.02	-0.84	-0.82	-0.90	2.33	2.98	3.30	2.60	4.18	-1.18

Tablica 1.7 Odształcenia betonu w węźle prawym elementu

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Odształcenia ε [%ε]													
			Z1P	Z2P	Z3P	Z4P	Z5P	U1P	U2P	U3P	W0P	W1P	W2P	W3P	W4P	W5P
R-A 35/1	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	50	0	-0.02	0.04	-0.02	-0.02	-0.04	-0.04	0.04	0.02	0.00	-0.02	0.04	0.02	-0.01	0.00
		20	-0.02	0.06	0.06	0.02	0.00	-0.12	-0.04	-0.06	0.02	-0.06	0.06	0.04	0.06	-0.07
		40	-0.02	0.04	0.30	0.18	0.00	-0.16	-0.06	-0.14	0.10	0.04	0.10	0.14	0.21	-0.16
		60	-0.04	0.08	0.76	0.38	0.00	-0.18	-0.12	-0.24	0.24	0.02	0.10	0.42	0.44	-0.27
		80	0.00	0.06	1.34	0.74	0.02	-0.24	-0.18	-0.30	0.48	0.02	0.10	0.88	0.77	-0.40
		100	0.00	0.12	2.02	1.44	-0.04	-0.42	-0.40	-0.48	0.94	0.70	1.08	1.18	1.26	-0.58
		120	0.32	0.06	2.52	1.98	-0.04	-0.42	-0.56	-0.62	1.30	1.30	1.52	1.60	1.68	-0.74
		140	0.38	0.08	3.02	2.44	-0.02	-0.50	-0.72	-0.72	1.69	1.96	1.96	2.04	2.10	-0.93
		160	0.88	0.08	4.02	2.56	0.94	-0.56	-1.14	-0.94	2.65	3.78	2.82	3.04	2.94	-1.32



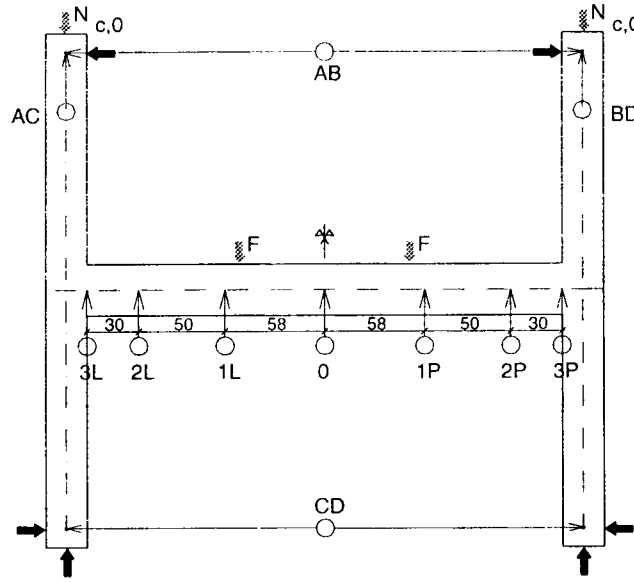
Tablica 1.8 Odształcenia poziome betonu w słupie lewym elementu

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Odształcenia ε [%ε]				
			K1L	K2L	K3L	K4L	K5L
R-A 35/1	0	0	B	B	B	B	B
		0	R	R	R	R	R
	50	20	A	A	A	A	A
		40	K	K	K	K	K
		60					
		80	C	C	C	C	C
		100	Z	Z	Z	Z	Z
		120	U	U	U	U	U
		140	J	J	J	J	J
		160	N	N	N	N	N
			I	I	I	I	I
			K	K	K	K	K
			A	A	A	A	A

Tablica 1.9 Odształcenia poziome betonu w słupie prawym elementu

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Odształcenia ε [%ε]				
			K1P	K2P	K3P	K4P	K5P
R-A 35/1	0	0	B	B	B	B	B
		0	R	R	R	R	R
	50	20	A	A	A	A	A
		40	K	K	K	K	K
		60					
		80	C	C	C	C	C
		100	Z	Z	Z	Z	Z
		120	U	U	U	U	U
		140	J	J	J	J	J
		160	N	N	N	N	N
			I	I	I	I	I
			K	K	K	K	K
			A	A	A	A	A

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Pomiar	Przemieszczenia [mm]													
				S1L	S2L	S3L	S4L	S5L	S6L	S7L	S1P	S2P	S3P	S4P	S5P	S6P	S7P
R-A 35/1	50	141.2	p	-0.82	-0.86	-0.23	1.56	1.34	2.36	1.83	-1.20	-1.23	-0.36	0.71	1.59	2.15	1.70
		141.1	k	-0.83	-0.86	-0.24	1.56	1.33	2.35	1.83	-1.20	-1.23	-0.36	0.71	1.62	2.18	1.70
		141.4	s	-0.82	-0.86	-0.23	1.56	1.34	2.36	1.83	-1.21	-1.23	-0.36	0.71	1.62	2.15	1.70
		146.6	p	-0.83	-0.86	-0.22	1.66	1.39	2.45	1.90	-1.23	-1.25	-0.36	0.71	1.65	2.24	1.76
		146.6	k	-0.83	-0.86	-0.22	1.68	1.39	2.45	1.90	-1.23	-1.25	-0.39	0.71	1.65	2.21	1.76
		146.4	s	-0.83	-0.86	-0.22	1.66	1.39	2.45	1.90	-1.23	-1.25	-0.36	0.71	1.68	2.24	1.76
		151.2	p	-0.84	-0.87	-0.20	1.78	1.46	2.55	1.98	-1.29	-1.32	-0.39	0.76	1.71	2.33	1.82
		151.1	k	-0.85	-0.88	-0.21	1.76	1.46	2.56	1.98	-1.29	-1.32	-0.39	0.76	1.74	2.33	1.82
		151.3	s	-0.85	-0.88	-0.21	1.78	1.46	2.56	1.98	-1.29	-1.32	-0.39	0.76	1.74	2.33	1.82
		155.8	p	-0.89	-0.93	-0.23	1.80	1.50	2.64	2.04	-1.35	-1.37	-0.39	0.76	1.80	2.39	1.89
		155.8	k	-0.90	-0.94	-0.24	1.78	1.51	2.64	2.05	-1.35	-1.39	-0.42	0.76	1.80	2.42	1.90
		156.0	s	-0.90	-0.93	-0.24	1.78	1.50	2.64	2.04	-1.35	-1.37	-0.39	0.76	1.80	2.42	1.89
		160.7	p	-1.31	-1.44	-0.64	1.31	1.63	2.94	2.29	-1.68	-1.66	-0.48	1.12	2.33	2.97	2.33
		160.6	k	-1.31	-1.44	-0.64	1.31	1.63	2.95	2.29	-1.67	-1.66	-0.48	1.12	2.33	2.97	2.33
		160.9	s	-1.31	-1.44	-0.64	1.31	1.63	2.95	2.29	-1.67	-1.66	-0.48	1.12	2.33	2.97	2.33
		165.9	p	-1.36	-1.50	-0.69	1.26	1.63	2.98	2.32	-1.71	-1.68	-0.45	1.16	2.45	3.06	2.40
		165.7	k	-1.36	-1.51	-0.70	1.24	1.63	2.99	2.33	-1.71	-1.68	-0.48	1.16	2.45	3.09	2.41
		165.9	s	-1.36	-1.51	-0.69	1.26	1.63	2.98	2.32	-1.71	-1.68	-0.45	1.16	2.45	3.09	2.40
		171.1	p	-1.51	-1.71	-0.89	0.87	1.58	3.00	2.36	-1.00	-0.70	0.77	2.59	3.95	4.45	3.43
		171.1	k	-1.57	-1.78	-0.96	0.67	1.54	2.95	2.33	-1.01	-0.70	0.80	2.63	4.01	4.51	3.46
		171.1	s	-1.54	-1.75	-0.93	0.77	1.56	2.97	2.34	-1.01	-0.70	0.80	2.59	3.98	4.48	3.45
		175.7	p	-2.25	-2.75	-2.09	-1.90	0.88	2.34	1.96	-0.38	0.29	2.26	4.47	6.14	6.26	4.71
		175.8	k	-2.41	-2.98	-2.38	-2.55	0.71	2.16	1.85	-0.11	0.65	2.77	5.00	6.76	6.78	5.06
		175.9	s	-2.33	-2.87	-2.23	-2.22	0.79	2.25	1.91	-0.27	0.43	2.47	4.69	6.40	6.49	4.86
		180.6	p	-5.07	-6.62	-6.62	-12.53	-2.12	-0.70	0.08	2.24	4.09	7.33	10.23	12.63	11.65	8.51
		180.5	k	-6.01	-7.85	-8.00	-15.80	-3.03	-1.63	-0.51	2.84	5.00	8.55	11.61	14.16	12.98	9.42
		180.8	s	-5.54	-7.23	-7.31	-14.16	-2.57	-1.16	-0.21	2.60	4.64	8.01	11.03	13.48	12.40	9.03
		180.9	p	-10.77	-14.10	-14.88	-27.19	-8.46	-7.27	-3.54	6.67	10.48	15.61	19.69	23.31	20.55	14.67
		181.3	k	-12.47	-16.34	-16.95	-27.19	-10.48	-9.84	-4.66	8.33	12.70	18.59	22.82	26.91	23.61	16.74
		181.0	s	-11.60	-15.20	-15.94	-27.19	-9.44	-8.52	-4.08	7.38	11.45	16.94	21.10	24.93	21.93	15.60
179.5	k	-21.84	-24.80	-11.74	-27.19	-20.93	-24.80	-11.37	14.89	22.00	30.92	36.30	42.28	36.60	23.30		

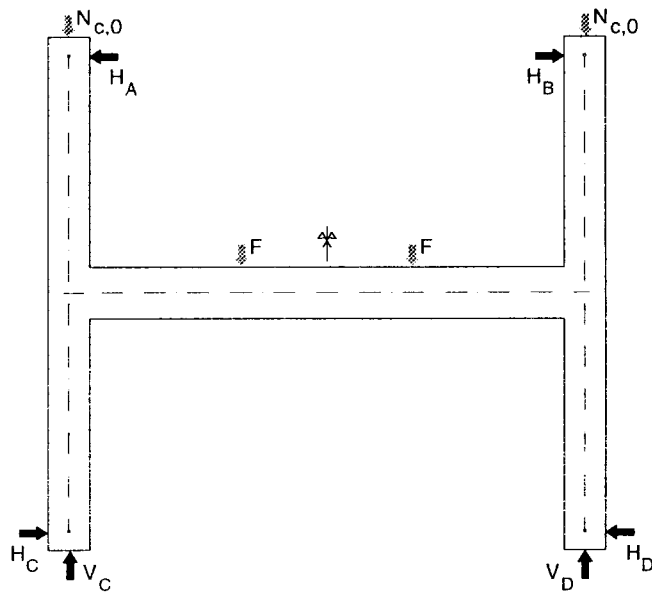


R-A 35/1

Tablica 1.11 Przemieszczenia osi rygla oraz przemieszczenia wzgledne koncow slupow

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Pomiar	Przemieszczenia [mm]										
				3L	2L	1L	0	1P	2P	3P	AB	CD	AC	BD
R-A 35/1 50	0	-0.1	p	0.01	0.01	0.00	0.04	0.03	0.01	0.01	0.04	0.00	0.00	0.01
		-0.1	k	0.01	0.01	0.03	0.03	0.03	0.01	0.01	0.03	0.00	0.00	0.00
		-0.1	s	0.01	0.01	0.03	0.03	0.03	0.01	0.01	0.03	0.00	0.00	0.00
	-0.1	p	-0.01	-0.03	-0.04	-0.04	0.00	-0.01	0.01	-0.22	0.39	0.08	0.10	
	-0.1	k	-0.01	-0.03	-0.03	-0.05	-0.01	-0.01	0.00	-0.22	0.39	0.08	0.10	
	-0.1	s	-0.01	-0.03	-0.03	-0.05	-0.01	-0.01	0.00	-0.22	0.39	0.08	0.10	
	-0.1	p	-0.01	-0.05	-0.03	-0.10	-0.04	-0.02	0.00	-0.45	0.52	0.09	0.11	
	-0.1	k	-0.01	-0.04	-0.05	-0.09	-0.04	-0.02	0.00	-0.45	0.52	0.09	0.12	
	-0.1	s	-0.01	-0.05	-0.03	-0.09	-0.04	-0.02	0.00	-0.45	0.52	0.09	0.11	
	13.1	p	0.01	0.05	0.20	0.25	0.17	0.06	0.01	-0.34	0.39	0.10	0.13	
	13.0	k	0.01	0.05	0.20	0.26	0.17	0.06	0.02	-0.34	0.39	0.10	0.13	
	13.1	s	0.01	0.05	0.19	0.27	0.17	0.06	0.01	-0.34	0.39	0.10	0.13	
	23.3	p	0.03	0.14	0.44	0.65	0.40	0.15	0.03	-0.24	0.27	0.11	0.14	
	23.2	k	0.03	0.15	0.45	0.65	0.40	0.15	0.03	-0.24	0.27	0.11	0.14	
	23.3	s	0.03	0.14	0.45	0.65	0.40	0.15	0.03	-0.24	0.27	0.11	0.14	
	22.2	p	0.03	0.15	0.43	0.67	0.40	0.15	0.03	-0.24	0.29	0.11	0.15	
	22.1	k	0.03	0.15	0.42	0.67	0.41	0.15	0.03	-0.24	0.29	0.11	0.15	
	22.1	s	0.03	0.15	0.43	0.67	0.41	0.15	0.03	-0.24	0.28	0.11	0.15	
	33.3	p	0.06	0.27	0.71	1.17	0.71	0.27	0.06	-0.15	0.17	0.12	0.17	
	33.1	k	0.06	0.27	0.72	1.16	0.70	0.27	0.06	-0.15	0.17	0.12	0.16	
	33.2	s	0.06	0.27	0.72	1.17	0.70	0.27	0.06	-0.15	0.17	0.12	0.17	
	43.2	p	0.08	0.41	1.07	1.79	1.07	0.41	0.09	-0.08	0.05	0.12	0.17	
	43.1	k	0.08	0.42	1.10	1.79	1.07	0.41	0.09	-0.08	0.05	0.12	0.17	
	43.2	s	0.08	0.42	1.10	1.79	1.07	0.41	0.09	-0.08	0.05	0.12	0.17	
	42.7	p	0.10	0.46	1.20	1.95	1.17	0.47	0.10	-0.07	0.05	0.12	0.18	
	42.7	k	0.10	0.46	1.17	1.97	1.18	0.47	0.11	-0.06	0.06	0.12	0.19	
	42.6	s	0.10	0.46	1.19	1.95	1.17	0.47	0.10	-0.07	0.05	0.12	0.18	
	53.3	p	0.12	0.61	1.55	2.61	1.54	0.60	0.12	0.00	-0.05	0.12	0.19	
	53.1	k	0.12	0.62	1.55	2.61	1.54	0.61	0.12	0.00	-0.05	0.12	0.19	
	53.0	s	0.12	0.61	1.56	2.60	1.54	0.60	0.12	0.00	-0.05	0.12	0.18	
	62.5	p	0.12	0.72	1.89	3.22	1.88	0.72	0.13	0.06	-0.16	0.09	0.17	
	62.8	k	0.12	0.72	1.90	3.22	1.87	0.71	0.13	0.06	-0.16	0.09	0.17	
	62.5	s	0.12	0.72	1.90	3.23	1.87	0.71	0.13	0.06	-0.16	0.09	0.17	
	61.4	p	0.17	0.90	2.24	3.73	2.19	0.88	0.18	0.06	-0.15	0.09	0.17	
	61.5	k	0.17	0.90	2.21	3.74	2.20	0.88	0.18	0.06	-0.15	0.09	0.17	
	61.8	s	0.17	0.90	2.23	3.73	2.19	0.88	0.18	0.06	-0.15	0.09	0.17	
	72.9	p	0.21	1.09	2.69	4.50	2.63	1.06	0.21	0.12	-0.25	0.07	0.16	
	72.2	k	0.21	1.09	2.72	4.51	2.64	1.07	0.21	0.11	-0.25	0.06	0.15	
	72.5	s	0.21	1.09	2.71	4.50	2.63	1.06	0.21	0.11	-0.25	0.07	0.15	
	82.8	p	0.19	1.15	2.99	5.05	2.91	1.12	0.20	0.17	-0.36	0.03	0.11	
	82.0	k	0.19	1.15	3.01	5.06	2.92	1.12	0.20	0.17	-0.36	0.02	0.11	
	82.5	s	0.19	1.15	3.01	5.05	2.91	1.12	0.20	0.17	-0.36	0.02	0.11	
	81.4	p	0.27	1.45	3.57	5.89	3.44	1.40	0.26	0.17	-0.36	0.01	0.09	
	82.1	k	0.27	1.45	3.56	5.88	3.42	1.40	0.26	0.17	-0.36	0.01	0.08	
	81.8	s	0.27	1.45	3.56	5.89	3.44	1.40	0.26	0.17	-0.36	0.01	0.09	
	91.8	p	0.24	1.46	3.73	6.23	3.61	1.40	0.22	0.22	-0.45	-0.01	0.06	
	92.6	k	0.24	1.46	3.74	6.26	3.64	1.41	0.21	0.22	-0.45	-0.02	0.05	
	92.1	s	0.24	1.46	3.74	6.25	3.63	1.40	0.22	0.22	-0.45	-0.02	0.05	
	102.4	p	0.27	1.85	4.68	7.72	4.53	1.76	0.27	0.23	-0.55	-0.08	-0.02	
	102.3	k	0.27	1.85	4.69	7.75	4.54	1.76	0.27	0.23	-0.56	-0.08	-0.02	
102.1	s	0.27	1.85	4.68	7.74	4.53	1.77	0.27	0.23	-0.56	-0.08	-0.02		
101.8	p	0.34	2.15	5.24	8.66	5.12	2.05	0.34	0.23	-0.56	-0.10	-0.04		
101.9	k	0.34	2.15	5.26	8.65	5.12	2.05	0.34	0.23	-0.56	-0.10	-0.04		
101.7	s	0.35	2.15	5.26	8.66	5.12	2.05	0.34	0.23	-0.56	-0.10	-0.04		
111.8	p	0.32	2.16	5.40	8.96	5.27	2.06	0.31	0.26	-0.64	-0.12	-0.06		
111.5	k	0.32	2.16	5.41	8.97	5.27	2.06	0.31	0.26	-0.65	-0.13	-0.06		
111.9	s	0.32	2.16	5.41	8.96	5.27	2.06	0.31	0.26	-0.64	-0.12	-0.06		
122.1	p	0.45	2.71	6.53	10.71	6.42	2.58	0.43	0.29	-0.75	-0.19	-0.12		
122.0	k	0.45	2.71	6.54	10.74	6.43	2.58	0.43	0.30	-0.75	-0.19	-0.12		
121.9	s	0.45	2.71	6.54	10.72	6.43	2.58	0.43	0.30	-0.75	-0.19	-0.12		
121.9	p	0.50	2.97	7.05	11.52	6.97	2.82	0.48	0.30	-0.75	-0.22	-0.16		
121.2	k	0.50	2.97	7.05	11.53	6.97	2.82	0.48	0.30	-0.75	-0.22	-0.16		
121.5	s	0.50	2.97	7.05	11.53	6.97	2.82	0.48	0.30	-0.75	-0.22	-0.15		
131.6	p	0.50	3.06	7.33	12.05	7.27	2.90	0.48	0.35	-0.82	-0.25	-0.18		
132.2	k	0.50	3.06	7.34	12.06	7.28	2.90	0.48	0.35	-0.82	-0.25	-0.18		
131.9	s	0.50	3.06	7.34	12.06	7.27	2.90	0.48	0.35	-0.82	-0.25	-0.18		
141.5	p	0.54	3.35	8.04	13.23	8.02	3.18	0.51	0.39	-0.91	-0.32	-0.25		
142.1	k	0.57	3.45	8.24	13.51	8.22	3.29	0.54	0.39	-0.91	-0.32	-0.26		
141.8	s	0.54	3.36	8.07	13.26	8.04	3.19	0.51	0.39	-0.91	-0.32	-0.25		

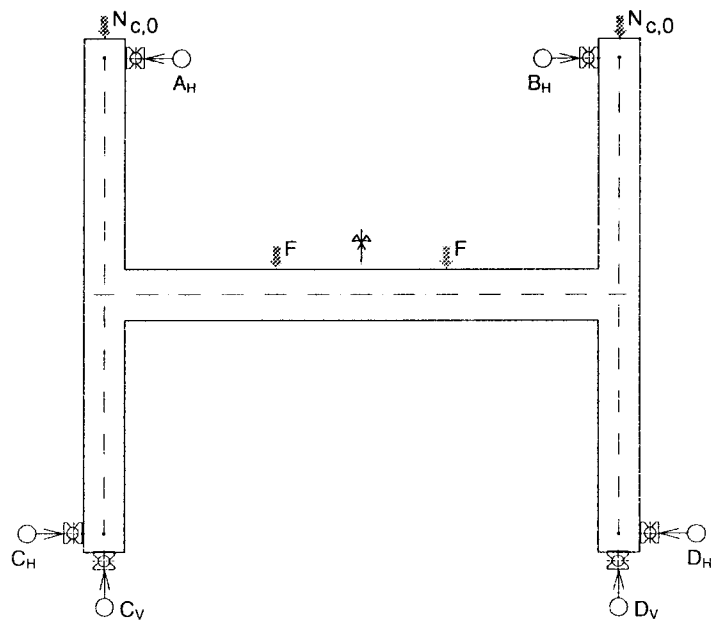
Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Pomiar	Przemieszczenia [mm]										
				3L	2L	1L	0	1P	2P	3P	AB	CD	AC	BD
R-A 35/I	50	141.2	p	0.64	3.74	8.82	14.38	8.78	3.53	0.60	0.39	-0.91	-0.35	-0.29
		141.1	k	0.64	3.74	8.83	14.38	8.78	3.53	0.59	0.39	-0.92	-0.36	-0.29
		141.4	s	0.64	3.74	8.83	14.38	8.78	3.53	0.60	0.39	-0.91	-0.35	-0.29
		146.6	p	0.64	3.79	8.98	14.67	8.94	3.59	0.60	0.41	-0.94	-0.37	-0.30
		146.6	k	0.64	3.79	8.99	14.68	8.96	3.59	0.60	0.41	-0.94	-0.37	-0.30
		146.4	s	0.64	3.79	8.98	14.67	8.95	3.59	0.60	0.41	-0.94	-0.37	-0.30
		151.2	p	0.62	3.80	9.09	14.89	9.06	3.59	0.58	0.42	-0.98	-0.39	-0.32
		151.1	k	0.62	3.80	9.10	14.90	9.07	3.59	0.58	0.42	-0.99	-0.39	-0.33
		151.3	s	0.62	3.80	9.10	14.90	9.06	3.59	0.58	0.42	-0.99	-0.39	-0.32
		155.8	p	0.69	4.07	9.67	15.81	9.64	3.85	0.64	0.44	-1.03	-0.42	-0.36
		155.8	k	0.68	4.07	9.69	15.87	9.65	3.85	0.63	0.44	-1.03	-0.43	-0.36
		156.0	s	0.69	4.07	9.68	15.84	9.64	3.85	0.64	0.44	-1.03	-0.43	-0.36
		160.7	p	0.86	5.19	12.43	20.83	12.24	4.82	0.80	0.58	-1.11	-0.67	-0.63
		160.6	k	0.86	5.20	12.43	20.85	12.24	4.82	0.80	0.59	-1.11	-0.67	-0.63
		160.9	s	0.86	5.19	12.43	20.84	12.24	4.82	0.80	0.59	-1.11	-0.67	-0.63
		165.9	p	0.91	5.40	12.90	21.55	12.66	5.02	0.84	0.60	-1.14	-0.68	-0.66
		165.7	k	0.91	5.40	12.89	21.61	12.68	5.02	0.84	0.60	-1.14	-0.69	-0.66
		165.9	s	0.91	5.40	12.90	21.58	12.67	5.02	0.84	0.60	-1.14	-0.69	-0.66
		171.1	p	0.97	5.84	13.97	23.34	13.64	5.40	0.92	0.66	-1.18	-0.77	-0.81
		171.1	k	1.04	6.08	14.44	24.04	14.07	5.62	0.98	0.67	-1.18	-0.78	-0.84
		171.1	s	0.98	5.87	14.08	23.50	13.72	5.43	0.92	0.66	-1.18	-0.77	-0.82
		175.7	p	1.22	7.20	17.12	27.91	16.50	6.60	1.19	0.75	-1.21	-0.99	-1.21
		175.8	k	1.26	7.42	17.66	28.58	16.95	6.76	1.22	0.75	-1.22	-1.04	-1.27
		175.9	s	1.24	7.30	17.37	28.22	16.70	6.67	1.20	0.75	-1.21	-1.01	-1.24
		180.6	p	1.79	9.64	22.81	35.45	21.50	8.67	1.68	0.80	-1.26	-1.57	-2.12
		180.5	k	2.00	10.37	24.39	37.53	22.85	9.27	1.83	0.81	-1.27	-1.72	-2.35
		180.8	s	1.90	10.03	23.63	36.55	22.23	8.99	1.76	0.81	-1.26	-1.64	-2.23
		180.9	p	2.90	13.26	31.40	46.59	28.65	11.81	2.51	0.72	-1.25	-2.43	-3.43
181.3	k	3.07	13.79	33.25	49.11	30.27	12.48	2.70	0.63	-1.26	-2.65	-3.77		
181.0	s	3.03	13.64	32.51	48.02	29.57	12.20	2.62	0.68	-1.26	-2.54	-3.61		
179.5	k	4.00	13.80	41.54	54.43	36.57	13.92	3.23	-0.09	-1.36	-3.62	-5.25		



R-A 35/1

Tablica 1.12 Wartości reakcji podporowych

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Pomiar	Reakcja [kN]					
				H _A	H _B	H _C	H _D	V _C	V _D
R-A 35/1	0	-0.1	p	0.2	0.2	0.3	0.4	1.3	2.4
		-0.1	k	0.2	0.2	0.3	0.3	1.3	2.3
		-0.1	s	0.2	0.2	0.3	0.4	1.3	2.3
	50	-0.1	p	0.2	0.2	0.3	0.4	51.3	51.7
		-0.1	k	0.3	0.3	0.3	0.6	51.4	51.1
		-0.1	s	0.2	0.2	0.3	0.4	51.3	51.5
		-0.1	p	0.9	0.8	0.7	0.8	50.9	51.2
		-0.1	k	0.8	0.7	0.7	0.8	50.8	51.1
		-0.1	s	0.9	0.8	0.7	0.8	50.8	51.1
		13.1	p	2.3	2.5	1.3	2.2	60.0	61.8
13.0		k	2.3	2.5	1.3	2.2	60.0	61.8	
13.1		s	2.3	2.5	1.3	2.3	60.0	61.8	
23.3		p	3.8	4.4	2.1	3.7	69.3	74.9	
23.2		k	3.8	4.4	2.1	3.6	69.2	74.9	
23.3		s	3.8	4.4	2.1	3.7	69.3	75.0	
22.2		p	3.6	4.2	1.9	3.6	67.8	73.8	
22.1		k	3.6	4.2	1.9	3.6	67.9	73.7	
22.1		s	3.6	4.2	1.9	3.5	67.8	73.7	
33.3		p	5.2	6.0	2.9	4.9	79.0	85.0	
33.1		k	5.3	6.0	3.0	4.9	78.8	85.1	
33.2		s	5.3	6.0	3.0	4.9	78.9	85.0	
43.2		p	6.7	7.8	4.4	6.5	87.7	95.9	
43.1		k	6.7	7.8	4.5	6.5	87.5	96.0	
43.2		s	6.7	7.7	4.4	6.5	87.5	96.0	
42.7		p	6.6	7.7	4.5	6.6	87.1	95.8	
42.7		k	6.5	7.6	4.4	6.3	86.9	95.7	
42.6		s	6.6	7.6	4.5	6.5	87.0	95.9	
53.3		p	8.0	9.4	5.8	8.2	96.4	106.9	
53.1		k	8.0	9.4	5.7	8.2	96.4	106.8	
53.0		s	8.0	9.4	5.7	8.2	96.3	106.9	
62.5	p	9.3	11.0	7.1	9.7	104.9	117.4		
62.8	k	9.3	10.9	7.1	9.6	104.5	117.3		
62.5	s	9.3	10.9	7.1	9.6	104.7	117.2		
61.4	p	9.1	10.8	7.0	9.5	104.2	116.2		
61.5	k	9.1	10.8	6.9	9.4	104.2	116.3		
61.8	s	9.1	10.8	7.0	9.5	104.1	116.5		
72.9	p	11.3	12.5	8.8	11.1	113.3	128.4		
72.2	k	11.3	12.5	8.9	11.1	113.4	128.7		
72.5	s	11.3	12.5	8.9	11.1	113.4	128.4		
82.8	p	12.6	14.4	10.5	13.2	123.0	139.2		
82.0	k	12.6	14.4	10.5	13.1	123.1	139.0		
82.5	s	12.6	14.4	10.5	13.2	123.1	139.3		
81.4	p	12.5	14.1	10.5	13.0	123.0	139.1		
82.1	k	12.5	14.1	10.5	13.1	123.1	139.1		
81.8	s	12.5	14.1	10.5	13.0	123.0	139.1		
91.8	p	14.1	15.8	12.0	14.5	131.7	149.2		
92.6	k	14.1	15.5	12.0	14.3	132.0	148.7		
92.1	s	14.1	15.6	12.0	14.3	131.9	148.8		
102.4	p	14.7	17.2	13.1	16.0	140.8	160.3		
102.3	k	14.7	17.1	13.0	16.0	140.9	160.6		
102.1	s	14.7	17.2	13.1	16.0	140.8	160.5		
101.8	p	14.5	16.9	13.0	15.9	140.6	160.1		
101.9	k	14.6	17.0	13.0	15.9	140.7	160.2		
101.7	s	14.6	17.0	13.0	15.9	140.6	160.3		
111.8	p	16.1	18.5	14.6	17.4	149.1	171.0		
111.5	k	16.1	18.5	14.6	17.4	149.3	171.0		
111.9	s	16.1	18.5	14.6	17.4	149.1	171.1		
122.1	p	17.3	20.1	15.9	19.0	159.1	186.8		
122.0	k	17.3	20.1	15.9	19.0	159.1	186.6		
121.9	s	17.3	20.1	15.9	19.0	159.1	186.5		
121.9	p	17.2	20.0	15.8	18.9	159.0	186.4		
121.2	k	17.2	20.0	15.8	18.9	159.0	186.5		
121.5	s	17.2	20.0	15.8	18.9	158.9	186.4		
131.6	p	18.6	21.6	17.2	20.4	168.1	196.2		
132.2	k	18.6	21.6	17.2	20.4	168.2	196.1		
131.9	s	18.6	21.6	17.2	20.4	168.2	196.1		
141.5	p	19.8	23.1	18.8	22.1	178.6	207.6		
142.1	k	19.8	23.1	18.8	22.1	178.6	207.5		
141.8	s	19.8	23.1	18.8	22.1	178.6	207.6		
R-A 35/1	0	141.2	p	19.8	23.1	18.7	22.1	178.5	207.7
		141.1	k	19.8	23.1	18.7	22.1	178.5	207.6
		141.4	s	19.8	23.1	18.7	22.1	178.6	207.8
	50	146.6	p	20.5	23.9	19.5	23.0	182.3	211.8
		146.6	k	20.5	23.9	19.5	23.0	182.2	211.7
		146.4	s	20.5	23.9	19.5	23.0	182.3	211.6
		151.2	p	21.4	24.9	20.3	23.9	186.6	216.2
		151.1	k	21.3	24.8	20.3	23.9	186.7	216.7
		151.3	s	21.4	24.9	20.3	23.9	186.7	216.6
		155.8	p	22.1	25.6	21.0	24.8	191.2	221.5
		155.8	k	22.1	25.7	21.0	24.8	191.2	221.8
		156.0	s	22.1	25.7	21.0	24.7	191.3	221.6
		160.7	p	24.3	28.2	22.8	26.8	195.1	226.3
		160.6	k	24.3	28.2	22.7	26.8	195.0	226.4
		160.9	s	24.3	28.1	22.7	26.8	195.1	226.4
165.9		p	25.2	29.2	23.5	27.8	199.7	232.3	
165.7		k	25.2	29.3	23.4	27.8	199.4	231.7	
165.9		s	25.2	29.2	23.5	27.8	199.5	231.9	
171.1		p	26.5	30.8	24.3	29.2	203.9	237.1	
171.1		k	26.6	31.0	24.2	29.3	203.9	236.9	
171.1		s	26.5	30.9	24.2	29.2	203.9	236.9	
175.7		p	27.8	32.9	24.1	32.9	207.9	241.6	
175.8		k	27.9	32.9	24.0	33.6	208.2	241.7	
175.9		s	27.9	32.9	24.0	33.2	208.1	241.6	
180.6		p	29.0	35.4	21.3	38.2	213.1	244.9	
180.5		k	28.9	35.6	20.4	39.3	213.4	244.4	
180.8		s	28.9	35.5	20.8	38.8	213.3	244.7	
180.9		p	29.8	36.1	16.3	44.6	221.4	242.6	
181.3		k	30.0	36.2	14.6	46.3	223.6	241.9	
181.0		s	29.9	36.2	15.5	45.5	222.7	242.6	
179.5	k	32.3	36.4	4.0	54.4	231.1	237.8		



R-A 35/1

Tablica 1.13 Przemieszczenia podpór

Element	N _{c,0} [kN]	F [kN]	Przemieszczenia podpór [mm]						
			A _H	B _H	C _H	D _H	C _V	D _V	
R-A 35/1	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	50	0	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00	0.16	0.19
		20	0.04	0.02	0.10	0.06	0.26	0.29	
		40	0.07	0.04	0.12	0.12	0.40	0.38	
		60	0.10	0.06	0.16	0.19	0.47	0.49	
		80	0.13	0.08	0.20	0.27	0.55	0.57	
		100	0.15	0.10	0.23	0.36	0.67	0.68	
		120	0.17	0.12	0.27	0.45	0.75	0.77	
		140	0.20	0.15	0.30	0.56	0.84	0.85	
		160	0.24	0.21	0.34	0.66	0.95	0.93	
	180	0.28	0.26	0.37	0.76	1.03	1.01		

1. Czkwianianc A., Kamińska M., *Badania monolitycznych węzłów żelbetowych ram portalowych [Tests of RC Portal Frames Corners]*, Ulańska D., *Badania jednoprzęsłowych tarcz ze wspornikami [Research on Single Span Deep Beams with Brackets]*. Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 1, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej, Łódź 1991.
2. Czkwianianc A., Kamińska M., *Badania monolitycznych ram portalowych obciążonych siłami pionowymi lub poziomymi [Tests of RC Portal Frames Subjected to Vertical or Lateral Force]*. Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 2, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 1993.
3. Urban T., *Nośność na przebicie w aspekcie proporcji boków słupa [Punching Capacity in Aspect of Column Cross Section Ratio]*. Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 3, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska Politechniki Łódzkiej, Łódź 1994.
4. Ulańska D., *Przenoszenie sił ścinających przez zbrojenie osiowo rozciągane w zarysowanych przekrojach elementów żelbetowych [Transfer of Shear Forces Through the Axially Tension Reinforcement in Cracked Reinforced Concrete Sections Experimental Investigations]*. Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 4, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 1995.
5. Kozicki J., Urban T., Sitnicki M., *Badania modelu stropu płytowo-słupowego poddanego działaniu obciążeń krótko i długotrwałych [Tests on Model of Slab - Column Structure Subject to Short- and Longlasting Loads]*. Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 5, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 1995.
6. Czkwianianc A., *Badania doświadczalne płaskich i przestrzennych węzłów monolitycznych ustrojów prętowych [Experimental Investigations of Beam - Column Joints]*, Urban T., Kosińska A., Czkwianianc A., *Badania doświadczalne węzłów płytowo ściennych [Experimental Investigations of Slab - Wall Joints]*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 6, Wydawnictwo Katedry Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 1995.
7. Kamińska M.E., *Doświadczalne badania żelbetowych słupów ukośnie mimośrodowo ściskanych [Experimental Investigations of RC Columns under Biaxial Bending]*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 7, Wydawnictwo Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 1995
8. Kamińska M.E., *Doświadczalne badania żelbetowych elementów prętowych z betonu wysokiej wytrzymałości [Experimental research on HSC one-dimensional members]*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 8, Wydawnictwo Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 1999
9. Kamińska M.E., Kotynia R., *Doświadczalne badania żelbetowych belek wzmocnionych taśmami CFRP [Experimental research on RC beams strengthened with CFRP strips]*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 9, Wydawnictwo Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 2000
10. Kosińska A., Nowakowski A.B., *Doświadczalne badania żelbetowych elementów poddanych skręcaniu [Experimental research on RC elements under torsion]*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 10, Wydawnictwo Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 2001