

BADANIA DOŚWIADCZALNE ELEMENTÓW I KONSTRUKCJI BETONOWYCH

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

ZESZYT NR 17

BIBLIOTEKA PŁ
BIBLIOTEKA BUDOWNICTWA
I ARCHITEKTURY

P.

M-23

**Tests
of the elements
made from
prestressed
concrete
connected with
the steel
profiles**

**Badania sprężonych elementów
betonowych zespolonych
z profilem stalowym**

Artem Czekwianianc
Przemysław Bodzak
Jerzy Pawlica
Elżbieta Habiera (seria III)

Pracę wykonano w ramach projektu badawczego nr 0348/TO2/2006/01
finansowanego przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego

Department of Concrete
Structures Technical
University of Lodz, Poland

Katedra Budownictwa Betonowego
Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska
Politechniki Łódzkiej
Łódź 2009

BADANIA DOŚWIADCZALNE ELEMENTÓW I KONSTRUKCJI BETONOWYCH

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

ZESZYT NR 17

**Tests
of the elements
made from
prestressed
concrete
connected with
the steel
profiles**

**Badania sprężonych elementów
betonowych zespolonych
z profilem stalowym**

Artem Czekwianianc
Przemysław Bodzak
Jerzy Pawlica
Elżbieta Habiera (seria III)

Pracę wykonano w ramach projektu badawczego nr 0348/TO2/2006/01
finansowanego przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego

Department of Concrete
Structures Technical
University of Lodz, Poland

Katedra Budownictwa Betonowego
Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska
Politechniki Łódzkiej
Łódź 2009

Recenzent / Reviewer
prof. dr hab. inż. Andrzej Łapko

Tłumaczenie / Translation
dr inż. Anna Kosińska

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

©2008 Katedra Budownictwa Betonowego, Łódź, Polska
©2008 Department of Concrete Structures Technical University of Lodz, Poland

ISSN 1230-6010

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

STRESZCZENIE

Badanie dotyczyło problemu współpracy w zginanym elemencie prefabrykowanym betonu sprężonego z profilem stalowym, a następnie zespolenia tak ukształtowanego elementu z nadbetonem.

Zastosowanie tego rodzaju elementów przewiduje się w budynkach kubaturowych z silnie obciążonymi podciągami i ewentualnie w obiektach drogowych - mostach, wiaduktach.

Badania przeprowadzono w trzech seriach. W serii I zbadano 6 elementów prefabrykowanych o rozpiętości 6,0m i jednakowych wymiarach przekroju sprężonego oraz o takim samym sprężeniu. Różniły się one jedynie przekrojem profilu stalowego.

Badania wykazały, że ze względu na zużycie stali, najbardziej racjonalnym, uzasadnionym ekonomicznie, jest zastosowanie stalowego profilu z pasem górnym w postaci 1/2HEB, z pasem dolnym dobrze zakotwionym w strefie rozciąganej i z pionowymi łącznikami z płaskowników stalowych. Pas dolny profilu stalowego winien znajdować się poniżej cięgien sprężających. Takie usytuowanie profilu stalowego zapewnia znaczne opóźnienie pojawiania się rys ukośnych. Udowodniono także, że łączniki pionowe w postaci płaskowników pełnią rolę strzemion pionowych w przenoszeniu siły poprzecznej.

W serii II zbadano 12 elementów, także o rozpiętości 6,0m. We wszystkich elementach zastosowano jednakowy profil stalowy, różniły się one jednak przekrojem betonowym. Przeanalizowano możliwość zespolenia elementu prefabrykowanego z betonem monolitycznym oraz obciążenie elementu prefabrykowanego płytami sprężonymi typu płyty wielootworowe, a następnie zespolenie z nadbetonem. W tej serii w większości belek nastąpiło wzajemne przemieszczenie betonu i nadbetonu. Naprężenia ścinające w styku betonu i nadbetonu, odpowiadające początkowi tego procesu, wynosiły od 1,78 do 2,81MPa. Były zatem bardzo zróżnicowane. Aby zapobiec wzajemnemu przemieszczeniu zastosowano w strefie podparcia żebrowane pręty nagwintowane, których zadaniem było zespolenie obu pasów profilu stalowego. To rozwiązanie okazało się skuteczne.

Seria III dotyczyła elementów statycznie niewyznaczalnych. W tej serii zbadano 6 belek dwuprzęsłowych (rozpiętość przęsła 4,0m). W trzech elementach prefabrykowany element był dostosowany do współpracy ze stropem płytowym monolitycznym, w kolejnych trzech był dostosowany do współpracy z płytami prefabrykowanymi i nadbetonem.

Jako zbrojenie na moment ujemny w strefie podpory środkowej zastosowano pręty ze stali żebrowanej RB500W.

Nośność na zginanie przekroju przęsłowego założono we wszystkich belkach jednakową, zaś nośność przekroju nad podporą środkową w poszczególnych belkach zróżnicowano, stosując różne stopnie zbrojenia.

Założono, że jedynym zbrojeniem na ścinanie będą płaskowniki, łączące oba pasy profilu stalowego, przy czym założono stopień zabezpieczenia ścinania równy $\eta \approx 0,5$ ($\cot \Theta \approx 2$). Założono, że płaskowniki i pręty gwintowane będą też zbrojeniem przenoszącym siłę rozwarstwiającą.

Wszystkie belki zniszczyły się na ścinanie w skutek zerwania spoin pachwinowych, przy czym naprężenia ścinające przy zniszczeniu były wysokie i wynosiły od 4,83MPa dla belki 312 do 3,76MPa dla belki 311. Były to zatem naprężenia bliskie wytrzymałości betonu na rozciąganie, bowiem wytrzymałość betonu prefabrykatu wynosiła 5,25MPa, a nadbetonu od 3,80MPa do 4,85MPa.

Zgodnie z oczekiwaniami redystrybucja sił następowała po pojawieniu się rys prostopadłych do osi elementu, nad podporą środkową.

SUMMARY

The investigation concerned the problem of the cooperation of the prestressed concrete with the steel profile in the prefabricated element under flexure, and next the connection of the element with the overconcrete.

Application of such the elements is expected in the cubature buildings with strong loaded girders and possibly in the road objects – bridges and viaducts.

Test were carried out in three series. In series I 6 precast elements of the span equal 6,0m and identical dimension of the prestressed cross-section and of the same prestressing were tested. They differed only with the steel profile cross-section.

The experiments demonstrated, that because of steel consumption, the most reasonable and economic is the application of openwork steel profile with top chord in form of 1/2HEB220 and bottom chord well anchored in the tension zone and vertical connectors as flat irons. Bottom chord of the openwork profile should be placed below prestressing tendons. Such a layout of openwork profile ensure significant delay in diagonal cracks appearance. There was also proved, that vertical connectors in form of flat irons play the role of vertical stirrups in carrying of shear force.

There were 12 elements tested in series II, also of the span of 6,0m. The same steel profile in all elements was used, but the concrete cross-section varied. Therefore, the possibility of joining the precast element with the monolithic concrete and loading the precast element with the prestressed plates, type of the multi-holes plates and next the connection with overconcrete were analysed. In the majority of beams in this series the displacement between concrete and overconcrete has taken place. Shear stresses at concrete and overconcrete faces at the initial phase of displacement were 1,78 to 2,81MPa and varied significantly. To prevent mutual displacement in support region trodden deformed bars were applied, to combine both steel profiles together. This solution proved to be efficient.

Series III concerned the elements statically non-determinable. There were 6 two-span beams tested in this series (span of 4,0m). The precast element in three elements was adjusted to the cooperation with the monolithic plate floor, in the next three it was adjusted to the cooperation with prefabricated plates and with overconcrete.

As the reinforcement for negative moment in the middle support zone deformed bars made of RB500W steel were used.

Bending capacity of the span cross-section was assumed identical in all beams, but bending capacity of the cross-section over the middle support in particular beams was differentiated by varying reinforcement ratios.

It was established, that the only shear reinforcement will be the flat irons connecting both chords of the steel profile, besides the shear security ratio equal $\eta \approx 0,5$ ($\cot \Theta \approx 2$) was assumed. It was also assumed, that flat irons and trodden bars will act as the reinforcement carrying the delamination force.

All beams failed in shear due to breaking the fillet welds and by that the shear stresses at failure were high and they figured out from 4,83MPa for the beam 31 to 3,76MPa for beam 311. Therefore the stresses were close to the concrete tensile strength, concrete tensile strength of the precast element was 5,25MPa and for the overconcrete from 3,80MPa to 4,85MPa.

According to the expectations, the redistribution of forces took place after appearance of the cracks perpendicular to the element axis, over the central support.

SPIS TREŚCI

1. Wstęp	7
2. Seria I – elementy prefabrykowane	9
2.1. Program badań	9
2.1.1. Zbrojenie	9
2.1.2. Pomiary i obciążenia	12
2.2. Wyniki badań	14
2.2.1. Materiały	14
2.2.2. Cechy przekroju	15
2.2.3. Naprężenia i odkształcenia, momenty rysujący i niszczący	16
2.3. Analiza wyników badań	17
2.3.1. Strefa zakotwienia	17
2.3.2. Strefa przypodporowa	20
2.3.3. Strefa „czystego” zginania	26
2.3.4. Nośność elementów	30
2.4. Podsumowanie badań serii I	31
3. Seria II – elementy zespolone Część 1	32
3.1. Program badań	32
3.1.1. Założenia ogólne	32
3.1.2. Zbrojenie elementów	32
3.1.3. Pomiary i obciążenia	36
3.2. Wyniki badań	38
3.2.1. Materiały	38
3.2.2. Cechy przekroju	39
3.2.3. Naprężenia i odkształcenia, momenty rysujący i niszczący	40
3.3. Analiza wyników badań	41
3.3.1. Strefa zakotwienia	41
3.3.2. Zachowanie się elementów podczas obciążania	43
3.4. Podsumowanie badań	52
4. Seria II – elementy zespolone Część 2	54
4.1. Program badań	54
4.1.1. Założenia ogólne	54
4.1.2. Zbrojenie elementów	54
4.1.3. Pomiary i obciążenia	56
4.2. Wyniki badań	56
4.2.1. Materiały	56
4.2.2. Cechy przekroju	56
4.3. Analiza wyników badań	57
4.4. Podsumowanie	64
5. Seria III – elementy dwuprzęsłowe	65
5.1. Program badań	65
5.1.1. Założenia ogólne	65
5.1.2. Zbrojenie elementów	65
5.1.3. Pomiary	69
5.1.4. Przygotowanie elementów do badań	71
5.2. Wyniki badań	72
5.2.1. Materiały	72
5.2.2. Cechy przekroju prefabrykowanego	73
5.2.3. Naprężenia i odkształcenia	73
5.2.4. Cechy przekroju zespolonego	74
5.3. Analiza wyników badań	74
5.3.1. Strefa zakotwienia	74
5.3.2. Zachowanie się elementów podczas obciążania	75
5.4. Podsumowanie badań	96
6. Uwagi końcowe	97
Literatura	97

CONTENTS

1. Introduction	7
2. Series I – precast elements	9
2.1. Tests program	9
2.1.1. Reinforcement of the elements	9
2.1.2. Measurements and loading	12
2.2. Test results	14
2.2.1. Materials	14
2.2.2. Cross-section properties	15
2.2.3. Stresses and strains, cracking and ultimate moment	16
2.3. Test results analysis	17
2.3.1. Anchorage zone	17
2.3.2. The support zone	20
2.3.3. Zone of “pure” bending	26
2.3.4. Load carrying capacity of the elements	30
2.4. Summary of the series I tests	31
3. Series II – composite elements Part 1	32
3.1. Test program	32
3.1.1. General assumption	32
3.1.2. Reinforcement of the elements	32
3.1.3. Measurements and loadings	36
3.2. Test results	38
3.2.1. Materials	38
3.2.2. Cross-section properties	39
3.2.3. Stresses and strains, cracking and ultimate moment	40
3.3. Test results analysis	41
3.3.1. Anchorage zone	41
3.3.2. The element behaviour during loading	43
3.4. Summary of tests	52
4. Series II – composite elements Part 2	54
4.1. Test program	54
4.1.1. General assumption	54
4.1.2. Reinforcement of the elements	54
4.1.3. Measurements and loadings	56
4.2. Test results	56
4.2.1. Materials	56
4.2.2. Cross-section properties	56
4.3. Test results analysis	57
4.4. Summary	64
5. Series III – two-span elements	65
5.1. Test program	65
5.1.1. General assumption	65
5.1.2. Reinforcement of the elements	65
5.1.3. Measurements	69
5.1.4. Preparation of the elements for the tests	71
5.2. Test results	72
5.2.1. Materials	72
5.2.2. Qualities of the prefabricated cross-section	73
5.2.3. Stresses and strains	73
5.2.4. Qualities of composite cross-section	74
5.3. Test results analysis	74
5.3.1. Anchorage zone	74
5.3.2. The element behaviour during loading	75
5.4. Summary of tests	96
6. Final remarks	97
References	97

1. WSTĘP

Badanie dotyczyło problemu współpracy w zginanym elemencie prefabrykowanym betonu sprężonego z profilem stalowym, a następnie zespolenia tak ukształtowanego elementu z nadbetonem.

Celem tych badań było ustalenie optymalnego rozwiązania konstrukcyjnego, przede wszystkim w odniesieniu do prefabrykatu zarówno ze względów wytrzymałościowych, jak i technologii wykonania w zakładzie prefabrykacji, transportu i montażu.

Pomysł zastosowania tego nowego rozwiązania konstrukcyjnego został zaczerpnięty z koncepcji belek hybrydowych realizowanych przez firmę Preflex & Flexstress [1]. Typowa technologia wykonania belek Preflex była realizowana w pięciu etapach, a mianowicie:

- w wytwórni prefabrykatów dźwigar dwuteowy podparty na końcach jest wstępnie wyginany do góry,
- w tej samej wytwórni to wygięcie do góry jest wprowadzane do zera podczas obciążania dwiema siłami skupionymi rozmieszczonymi w odległości $1/4l$ od podpór,
- przy tym położeniu i pod stałym naciskiem sił skupionych odbywa się betonowanie pasa dolnego betonem wysokiej wytrzymałości,
- po uzyskaniu odpowiedniej wytrzymałości betonu zwalnia się nacisk sił skupionych – belka stalowa zespolona z betonem wygina się do góry,
- gotowy prefabrykat jest transportowany na budowę i zespolony z betonem monolitycznym.

Ta technologia Preflex została zmodernizowana przez dodatkowe sprężenie pasa dolnego (technologia Flexstress). Prefabrykowane belki sprężone Flexstress były zastosowane przy realizacji mostu Lixhe Dam przez rzekę Maas w 1986r.

W proponowanym przez nas rozwiązaniu zrezygnowano przede wszystkim z kłopotliwego w realizacji wstępnego wygięcia dźwigara dwuteowego a następnie jego obciążenia dwiema siłami skupionymi. Wstępne wygięcie do góry jest w tym wypadku realizowane wyłącznie przez sprężenie. Zmodyfikowano także sam profil stalowy zastępując dźwigar pełny dźwigarem ażurowym.

Zastosowanie tego rodzaju elementów przewiduje się w budynkach kubaturowych z silnie obciążonymi podciągami i ewentualnie w obiektach drogowych - mostach, wiaduktach.

W realizacji tematu współuczestniczyła firma Ergon sp. z o.o. z Mszczonowa, w której wykonano wszystkie elementy prefabrykowane i konsultowano ich rozwiązania konstrukcyjne, biorąc pod uwagę technologię produkcji.

Badania przeprowadzono w trzech seriach. W serii I zbadano 6 elementów prefabrykowanych o rozpiętości 6,0m i jednakowych wymiarach przekroju sprężonego oraz o takim samym sprężeniu. Różniły się one jedynie przekrojem profilu stalowego. Na podstawie tych badań wybrano, zdaniem autorów, optymalne rozwiązanie konstrukcyjne, dotyczące profilu stalowego, które po niewielkich zmianach stosowano w elementach następnych serii.

1. INTRODUCTION

The investigation concerned the problem of the cooperation of the prestressed concrete with the steel profile in the prefabricated element under flexure, and next the connection of the element, shaped in such a way, with the overconcrete.

The purpose of these tests was the settlement the best construction solution, first of all with reference to the precast element, both because of strength aspects and the execution technology in the factory of prefabrication, transportation and assembling.

The idea of use such a new constructive solution was taken from the idea of hybrid beams made by the firm Preflex & Flexstress [1]. Typical technology of execution of Preflex beams was realized in five stages, namely:

- in the prefabricated elements plant the I-girder supported in the ends, is initially bended up,
- in the same plant, this curve to the top is reduced to zero during loading by two concentrated forces placed in the distance of $1/4l$ from the supports,
- at this arrangement and under constant pressure of concentrated loads, the casting of the bottom chord takes place with the high strength concrete,
- after achievement the proper concrete strength, the pressure of concentrated forces is relaxed – the steel beam joined with concrete bends up,
- finished prefabricated element is transported to the site and connected with the monolithic concrete.

This Preflex technology was modernized by additional prestressing of bottom chord (Flexstress technology). Precast prestressed Flexstress beams were used at the realization of Lixhe Dam bridge across Maas river in 1986.

In the solution suggested by us, we gave up a troublesome in the realization initial bend up of the I-girder and next also is loading by two concentrated forces. The initially deflection to the top is created in this case only by prestressing. There was also modified the steel profile by replacement of the hull girder with the openwork one.

Application of such the elements is expected in the cubature buildings with strong loaded binders and possibly in the road objects – bridges and viaducts.

These have participated the firm Ergon sp. z o.o. from Mszczonów in realization of this theme, in which were made all precast elements and their construction solutions were consulted regarding with the production technology.

Test were carried out in three series. In series I there were tested 6 precast elements of the span equal 6,0m and identical dimension of the prestressed cross-section and of the same prestressing. They differed only with the steel profile cross-section. Based on these tests there were chosen the best, by the authors, the construction solutions dealing with steel profile, that after small changes were used in the elements of next series.

W serii II zbadano 12 elementów, także o rozpiętości 6,0m. We wszystkich elementach zastosowano jednakowy profil stalowy, różniły się one jednak przekrojem betonowym. Przeanalizowano możliwość zespolenia elementu prefabrykowanego z betonem monolitycznym oraz obciążenie elementu prefabrykowanego płytami sprężonymi typu płyty wielootworowe, a następnie zespolenie z nadbetonem. W tej serii badań wyeksponowano w programie badawczym problem ścinania, jako że w silnie obciążonych podciągach nośność na ścinanie może decydować o rozwiązaniu konstrukcyjnym.

Seria III dotyczyła elementów statycznie niewyznaczalnych. W tej serii zbadano 6 belek dwuprzęsłowych (rozpiętość przęsła 4,0m). W trzech elementach prefabrykowany element był dostosowany do współpracy ze stropem płytowym monolitycznym, w kolejnych trzech był dostosowany do współpracy z płytami prefabrykowanymi i nadbetonem. Przyjęto, że nośność przekroju przęsłowego we wszystkich elementach będzie jednakowa, zaś w przekroju podporowym w obu rozwiązaniach konstrukcyjnych zastosowano w poszczególnych elementach różne stopnie zbrojenia podłużnego.

There were tested 12 elements in series II, also of the span equal 6,0m. It was used similar steel profile in all elements, they were different in the concrete cross-section. there was analysed therefore the possibility of the joining the precast element with the monolithic concrete and loading the precast element with the prestressed plates, type of the multi-holes plates and next the connection with overconcrete. There was exposed in this series in the test program the shear problem, because in strong loaded binders the shear capacity could decide about the construction solution.

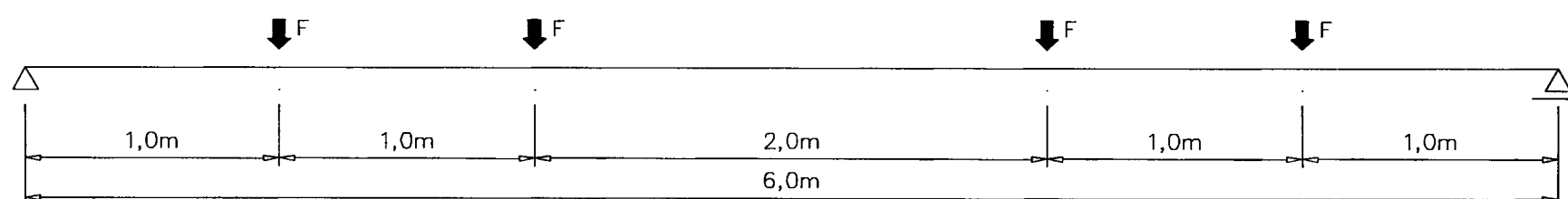
Series III concerned the elements statically indeterminate. There were 6 two-span beams tested in this series (span of 4,0m). The precast element in three elements was adjusted to the cooperation with the monolithic plate floor, in the next three it was adjusted to the cooperation with prefabricated plates and with overconcrete. It was assumed, that the carrying capacity of the span cross-section in all elements will be the same, but in the support cross-section there were used in both construction solutions in particular elements different ratios of the longitudinal reinforcement.

2. SERIA I – ELEMENTY PREFABRYKOWANE

2.1. Program badań

2.1.1. Zbrojenie elementów

Projektując elementy serii I postanowiono, przyjmując jednakowe wymiary przekroju elementu prefabrykowanego, zróżnicować zarówno ukształtowanie, jak i zespolenie z betonem stalowego elementu wykonanego z profili walcowanych na gorąco (kształtowników szerokostopowych HEB). Ogółem zaprojektowano sześć elementów o długości 6,36m (rozpiętość w świetle podpór 6,00m). Elementy o schemacie statycznym belki wolnopodpartej były obciążone czterema siłami skupionymi (rys. 2.1).



Rys. 2.1. Schemat statyczny i obciążenie

Fig. 2.1. Static scheme and loading

Przyjęto, że ukształtowanie stalowego elementu wykonanego z profili walcowanych, jego usytuowanie w przekroju elementu, pole przekroju i rozmieszczenie cięgien sprężających oraz pole przekroju i rozmieszczenie zbrojenia pasywnego spełni warunek jednakowej nośności na zginanie wszystkich elementów. Przy takim założeniu można było bezpośrednio porównać wpływ ukształtowania elementu stalowego i jego usytuowanie w przekroju na odkształcenia, zarysowanie i nośność strefy przypodporowej. Przyjęcie obciążenia w postaci czterech sił skupionych zróżnicowało wyężenie stref przypodporowych. Na pierwszym, licząc od podpory, jednodetrowym odcinku siła poprzeczna była równa $2F$, na drugim jednodetrowym odcinku była równa $1F$. Usytuowanie pierwszej siły w odległości 1,0m od podpory, przy wysokości prefabrykatu równej 0,38m (wysokość użyteczna przekroju $d \approx 0,34m$) powodowała, że smukłość ścinania (stosunek a/d) wynosiła około 2,9. W badaniach na ścinanie [2] [3] taka smukłość jest uważana za stosunkowo najbardziej niekorzystną.

Jako profile stalowe zastosowano kształtowniki HEB 320 i 220 oraz profile ażurowe z wykorzystaniem 1/2HEB220. Jako zbrojenie pasywne zastosowano pręty $\varnothing 10$, 16 i 20mm ze stali RB500W, zaś sprężenie zrealizowano splotami Y1860 S7 o $A_{p1}=93mm^2$. Wszystkie elementy wykonano z betonu o wytrzymałości $f_{c,cube} \approx 80MPa$. Ciężna sprężająca zostały naciągnięte do siły 138kN ($\sigma_{pm0}=0,8f_{pk}=1448MPa$). Efektywne naprężenia od sprężenia po uwzględnieniu strat spowodowanych częściową relaksacją stali i odkształceniem sprężystym betonu wynosiły około $\sigma_{pm1}=1395MPa$. Usytuowanie profili stalowych, zbrojenia pasywnego i sprężającego w prefabrykacie pokazano na rys. 2.2.

2. SERIES I – PRECAST ELEMENTS

2.1. Tests program

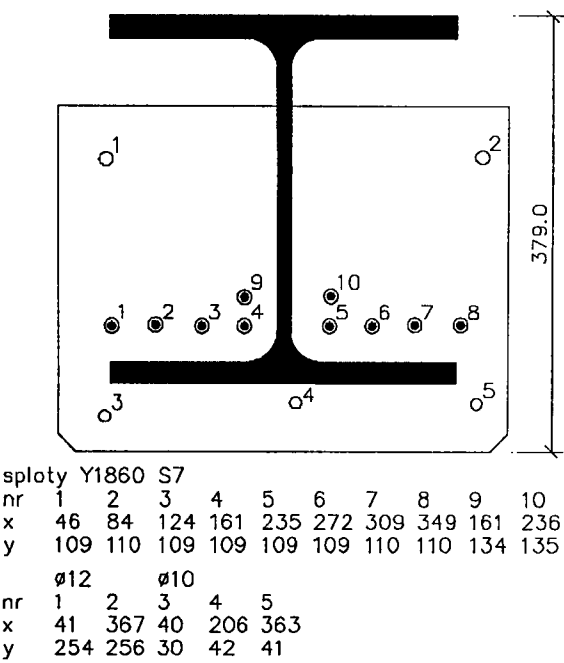
2.1.1. Reinforcement of the elements

Designing the elements of series I, it was decided that for identical dimensions of the prefabricated element cross-section, there will be different both configuration and the connection between concrete and the steel element made from hot-rolled profiles (wide-foot sections HEB). In general, there were designed six elements, length of 6,36m (span in the supports space 6,00m). Elements of the statical scheme of single span, simply supported beam were loaded with four concentrated forces (fig. 2.1).

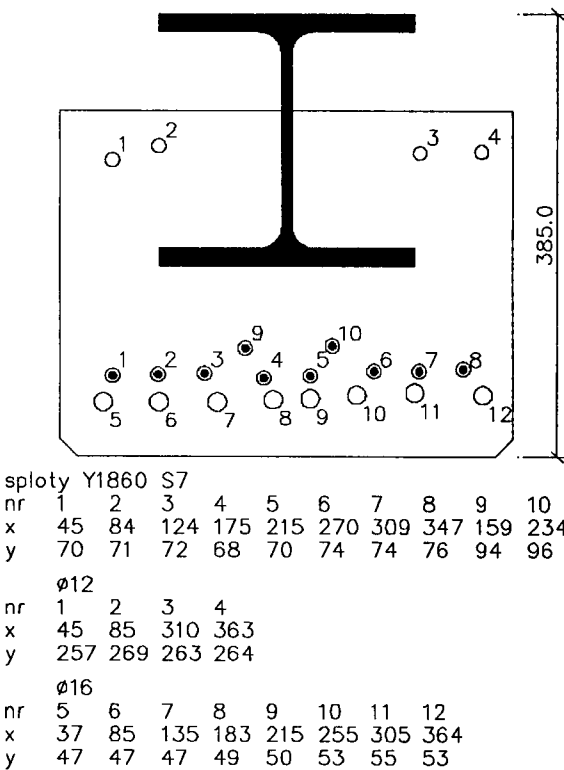
It was assumed, that the form of the steel element made from rolled sections, its location in the cross-section, amount and arrangement of the passive reinforcement, will fulfil the condition of the same bending capacity of all elements. Under this assumption it was possible to compare directly the effect of the steel element shape and its place in the cross-section on strains, cracking and load carrying capacity of the support zone. The effort of support zone was differentiated due to loading in form of four concentrated forces. On the first from the support, one-meter sector, the transverse force was equal $2F$, on the second one-meter segment – it was equal $1F$. The place of first force in the distance of 1,00 meter from the support, with the height of prefabricated element equal 0,38m (effective depth of a cross-section $d \approx 0,34m$) caused, that the shear slenderness ratio was about 2,9. In shear tests [2] [3] such a slenderness ratio is regarded as a relatively most disadvantageous.

As the steel sections there were applied the profiles HEB 320 and 220 and openwork profiles with 1/2 HEB220. There were also used bars diameter of $\varnothing 10$, 16 and 20mm from steel RB500W as nonprestressed reinforcement, while prestressing was provided using strands Y1860 S7 with $A_{p1}=93mm^2$. All elements were made from concrete of compressive strength $f_{c,cube} \approx 80MPa$. Prestressing tendons were stressed to the force of 138kN ($\sigma_{pm0}=0,8f_{pk}=1448MPa$). Effective stresses from prestressing after regarding losses due to partial steel relaxation and elastic concrete strain were about $\sigma_{pm1}=1395MPa$. Arrangement of steel profiles, nonprestressed and prestressed reinforcement in the precast element was shown in Fig. 2.2.

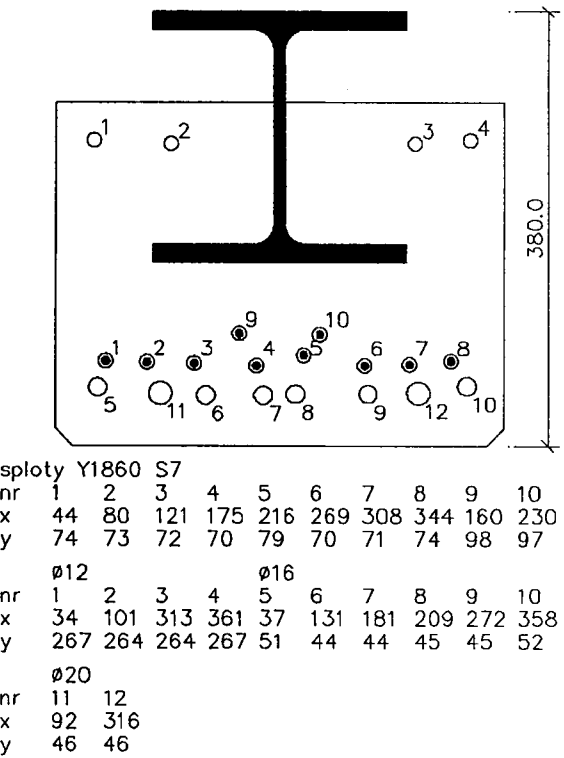
Belka 101 / Beam 101



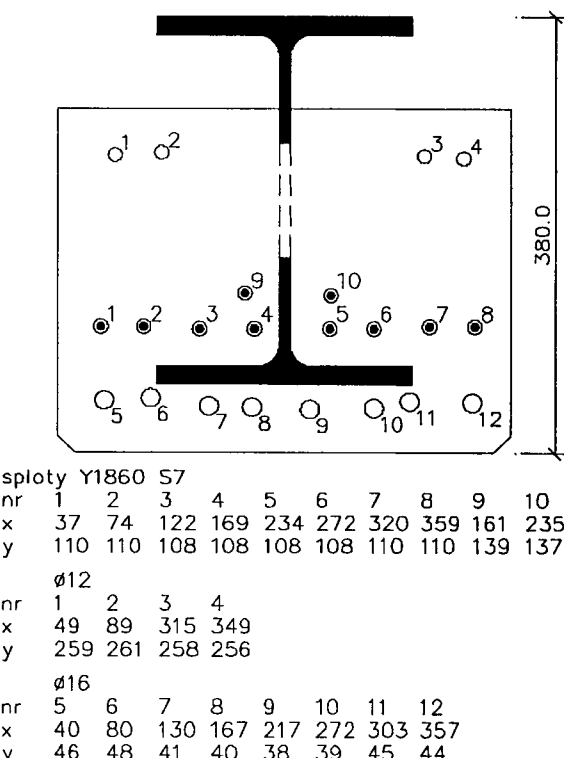
Belka 102 / Beam 102



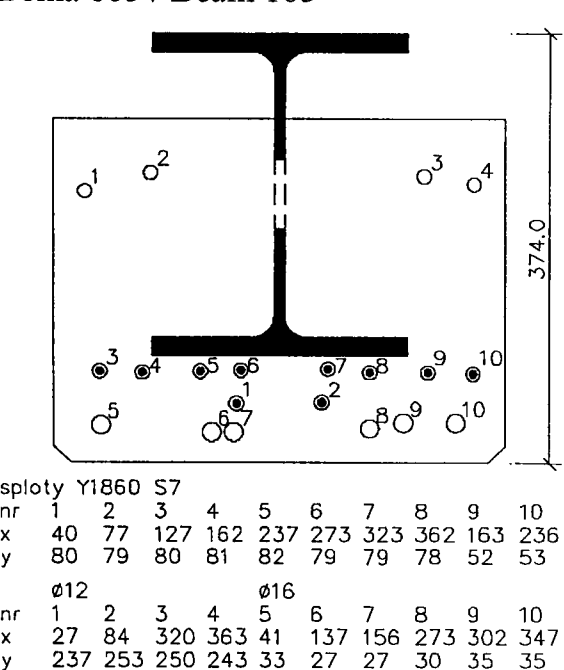
Belka 103 / Beam 103



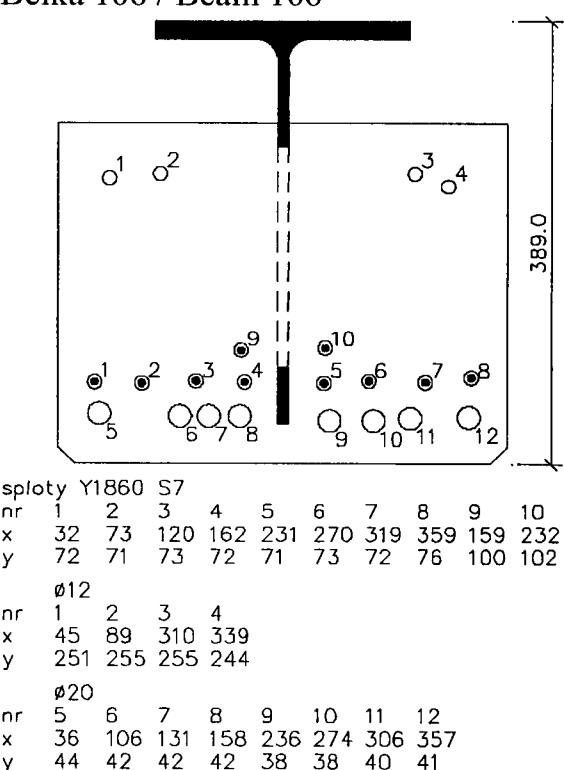
Belka 104 / Beam 104



Belka 105 / Beam 105



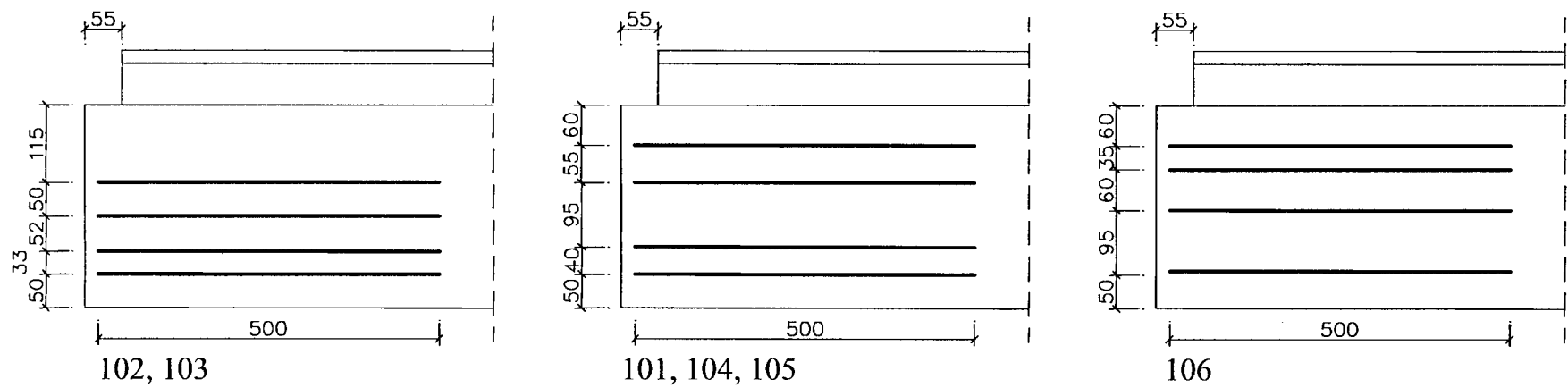
Belka 106 / Beam 106



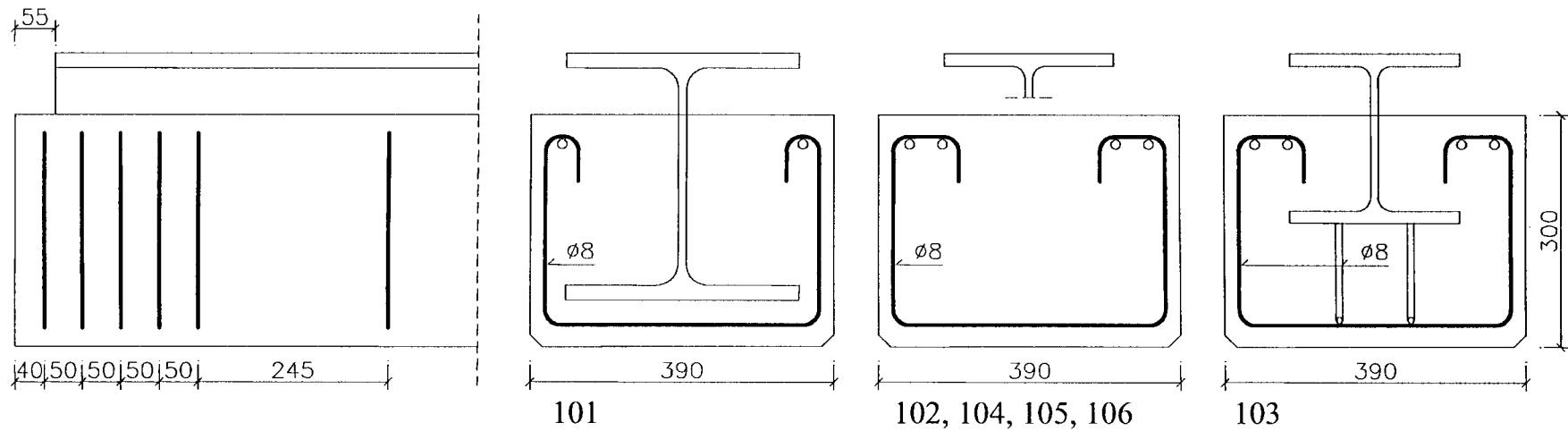
Rys. 2.2. Usytuowanie profili stalowych, zbrojenia pasywnego i sprężającego w prefabrykacie
Fig. 2.2. Arrangement of steel profiles, nonprestressed and prestressed reinforcement in precast element

W strefie zakotwienia, w każdym elemencie, zastosowano cztery pętle poziome z prętów o średnicy 8mm (rys. 2.3). Strzemiona pionowe w strefie zakotwienia zwymiarowano na siłę równą $0,2P_d$. Dla dziesięciu splotów o przekroju 93mm^2 $P_d=\gamma_p P_{m1}=1,2\times 10\times 93\times 1390\times 10^3\text{N}=1551\times 10^3\text{N}$. Przyjęto pięć strzemion dwuciętych $\varnothing 8$ (rys. 2.4). Wartość siły $0,2P_d$ jest równa $310\times 10^3\text{N}$, zaś obliczeniowa nośność strzemion w strefie zakotwienia przy przyjęciu $f_y=590\text{MPa}$ wynosi $295\times 10^3\text{N}$.

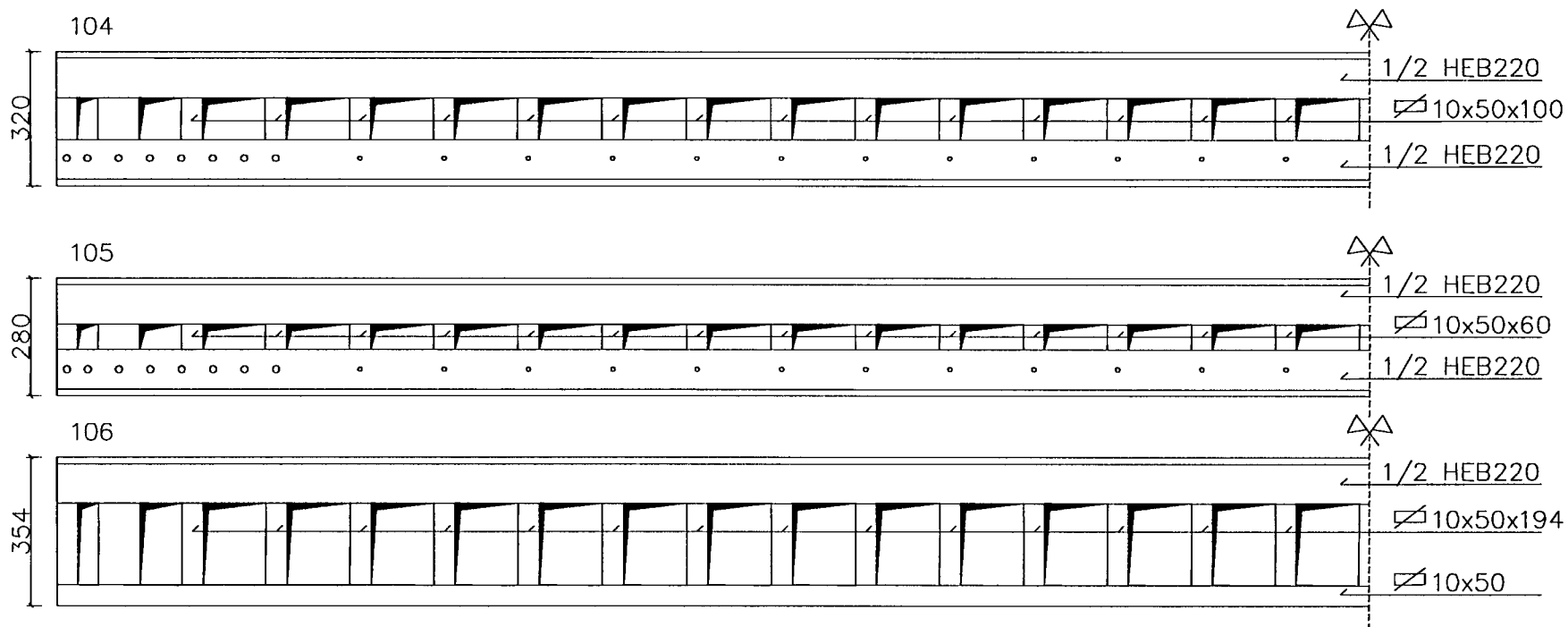
There were used in the anchorage region in every element four horizontal loops made from the bars, diameter of 8mm (Fig. 2.3). Vertical stirrups in anchorage zone were designed for the force equal $0,2 P_d$. For ten strand of the cross-section of 93mm^2 $P_d=\gamma_p P_{m1}=1,2\times 10\times 93\times 1390\times 10^3\text{N}=1551\times 10^3\text{N}$. There were assumed five double stirrups $\varnothing 8$ (Fig. 2.4). Value of the force $0,2P_d$ is equal $310\times 10^3\text{N}$, while calculated stirrups capacity in the anchorage zone for $f_{yd}=590\text{MPa}$ figures out $295\times 10^3\text{N}$.



Rys. 2.3. Zbrojenie strefy zakotwienia – pętle poziome $\varnothing 8$
Fig. 2.3. Anchorage zone reinforcement – horizontal loops $\varnothing 8$



Rys. 2.4. Zbrojenie strefy zakotwienia – strzemiona pionowe
Fig. 2.4. Anchorage zone reinforcement – vertical stirrups



Rys. 2.5. Profile stalowe
Fig. 2.5. Steel profiles

Strzemiona $\varnothing 8$ poza strefą zakotwienia były rozstawione co 245mm ($\rho_w \approx 0,001$) przy $\rho_{wmin} = 0,0026$.

W elemencie 101 zastosowano na całej długości pełny profil stalowy HEB320, w elementach 102 i 103 zastosowano pełne profile HEB220, w pozostałych elementach zastosowano profile ażurowe pokazane na rys. 2.5.

W strefie ściskanej we wszystkich elementach na całej ich długości zastosowano poziome łączniki z prętów $\varnothing 8$ pokazane na rys. 2.6. Łączniki te przepuszczone były przez otwory w profilach ażurowych lub przez otwory o średnicy $\varnothing 10$ mm przewiercone w kształtownikach.

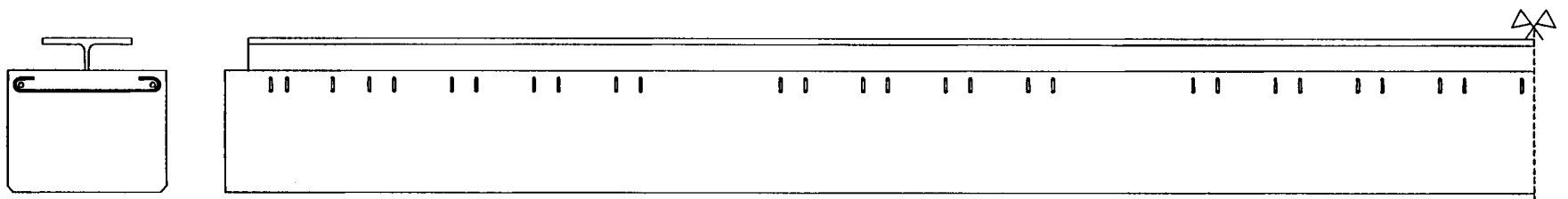
Łączniki poziome w strefie rozciąganej, na całej długości elementu, zastosowano w elementach 101, 104, 105, 106. Usytuowanie tych łączników w przekroju pokazano na rys. 2.7. Ich rozstaw w strefie zakotwienia wynosił 75mm, poza strefą zakotwienia 200mm. W strefie zakotwienia, przy lewej podporze zastosowano łączniki z prętów $\varnothing 12$ mm, pozostałe przyjęto z prętów $\varnothing 8$ mm.

Stirrups $\varnothing 8$ beyond the anchorage zone had spacing equal 245mm ($\rho_w \approx 0,001$), with $\rho_{wmin} = 0,0026$.

Steel profile HEB320 was applied in the element 101 on whole length, while in elements 102 and 103 there were used full profiles HEB220 and in the other elements – openwork profiles, shown in Fig. 2.5.

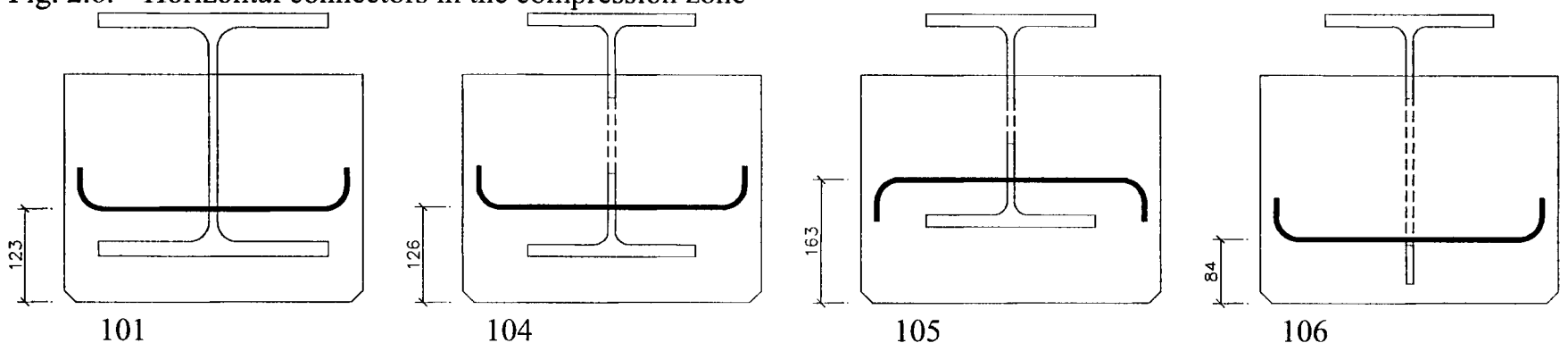
There were applied in the compression zone in all elements on whole their length horizontal connecting bars $\varnothing 8$ shown in Fig. 2.6. These connectors were passed through the openings in the openwork profiles or through the openings, diameter of $\varnothing 10$ mm, drilled in the sections.

Horizontal connectors in the tension zone, on whole element length, were used in the elements 101, 104, 105 and 106. Arrangement of these connectors in the cross-section is shown in the Fig. 2.7. Their spacing in the anchorage region figured out 75mm and beyond the anchorage region – 200mm. There were connecting bars $\varnothing 12$ mm applied in the anchorage region at left support, the others were $\varnothing 8$ mm.



Rys. 2.6. Łączniki poziome w strefie ściskanej

Fig. 2.6. Horizontal connectors in the compression zone



Rys. 2.7. Łączniki poziome w strefie rozciąganej

Fig. 2.7. Horizontal connectors in tension zone

2.1.2. Pomiary i obciążenia

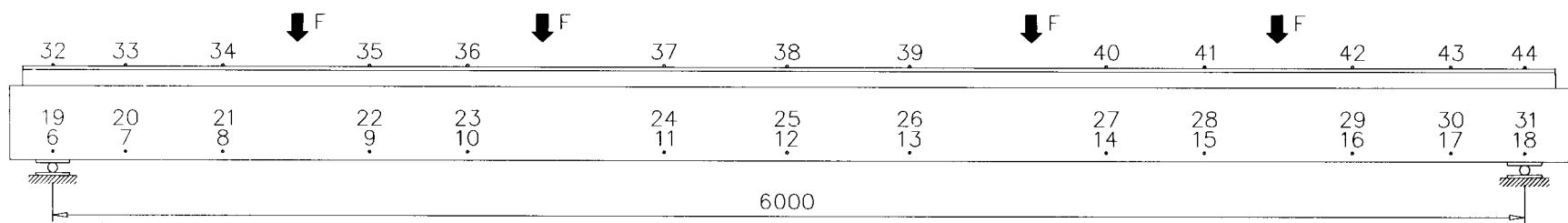
Pomiary odkształceń prowadzono za pomocą tensometrów elektrooporowych o bazie 5mm i oporności 350 Ω firmy Tenmex i za pomocą tensometrów mechanicznych nasadowych o bazie 200 i 400mm firmy Mayes & Son, zaś pomiary przemieszczeń za pomocą czujników indukcyjnych o zakresie 10, 20 i 50mm firmy Peltron. Tensometry elektrooporowe zostały naklejone przed betonowaniem elementów na stali zbrojeniowej (zbrojenie pasywne) i na profilach stalowych. Rozmieszczenie tensometrów elektrooporowych na zbrojeniu pasywnym (strefa rozciągana) i na kształtowniku stalowym (strefa ściskana) pokazano na rys. 2.8. Tensometry na zbrojeniu pasywnym były umieszczone na dwóch skrajnych prętach, zaś na kształtowniku wzdłuż osi środkowej belki.

Bazy pomiarowe do pomiarów za pomocą tensometrów mechanicznych były naklejone na powierzchni betonu i na pasie górnym kształtowników stalowych. Bazy rozmieszczone w strefie rozciąganej i ściskanej (rys. 2.9) zostały naklejone po zabetonowaniu belki, bezpośrednio po jej rozformowaniu, przed sprężeniem.

2.1.2. Measurements and loading

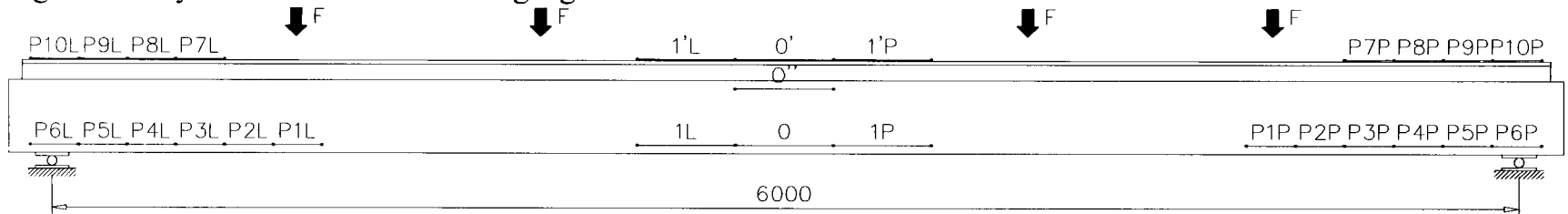
The strains measurements were carried out by means of electric resistance strain gauges of 5mm length and resistance 350 Ω , made by Tenmex and using mechanical tensometers of 200mm and 400mm basis made by Mayes & Son, while the measurements of displacements – using induction meters with the scope of 10, 20 and 50mm made by Peltron. The electrical gauges were stuck on the reinforcement (nonprestressed) and on the steel profiles before casting the elements. The arrangement of electrical gauges on the passive reinforcement (tension zone) and on the steel profile (compression zone) is shown in Fig. 2.8. Electrical gauges on nonprestressed reinforcement were situated on the two edge bars, while on the profile – along the central axis of the beam.

The strain measuring bases to measure by means of mechanical tensometers were stuck on the concrete surface and on upper flange of steel profile. Bases situated in the tension and compression zone were stuck after casting the beam, directly after it was struck and before prestressing.



Rys. 2.8. Rozmieszczenie tensometrów elektrooporowych

Fig. 2.8. Layout of electric resistance gauges

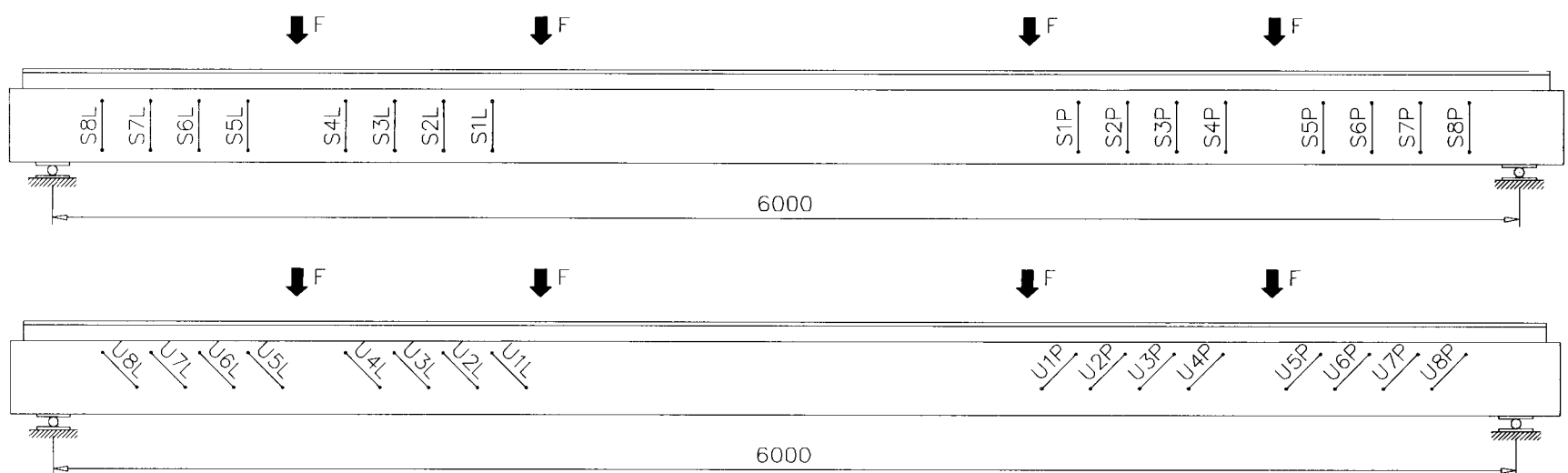


Rys. 2.9. Rozmieszczenie baz pomiarowych w strefie rozciąganej i ściskanej

Fig. 2.9. Layout of measuring bases in the tension and compression zone

Bazy pomiarowe w strefach przypodporowych zostały naklejone na powierzchni betonu przed badaniem elementu, a więc po jego sprężeniu (rys. 2.10).

Measuring bases in the support regions were stuck on the concrete surface before test of the element, thus after its prestressing (Fig. 2.10).

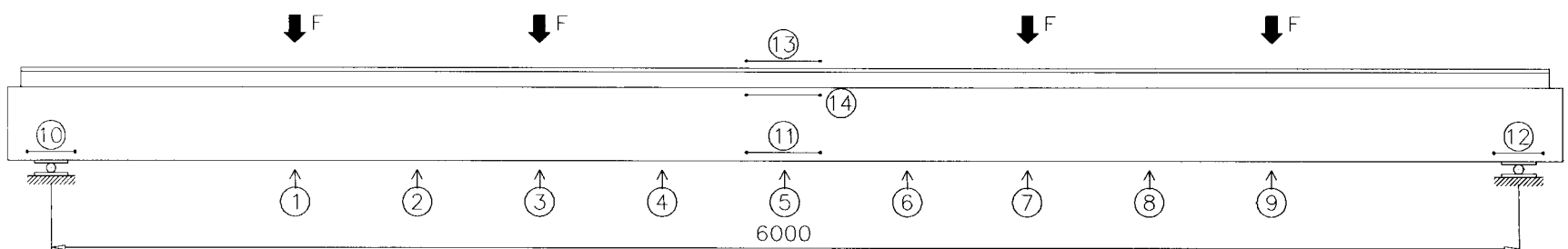


Rys. 2.10. Bazy pomiarowe w strefach przypodporowych

Fig. 2.10. Measuring bases in the support regions

Tak samo tuż przed badaniem elementu zostały zamontowane czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych pokazano na rys. 2.11.

In the same way, just before test of the element, there were installed induction meters to measure the displacements. The layout of the induction meters is shown in Fig. 2.11.



Rys. 2.11. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych

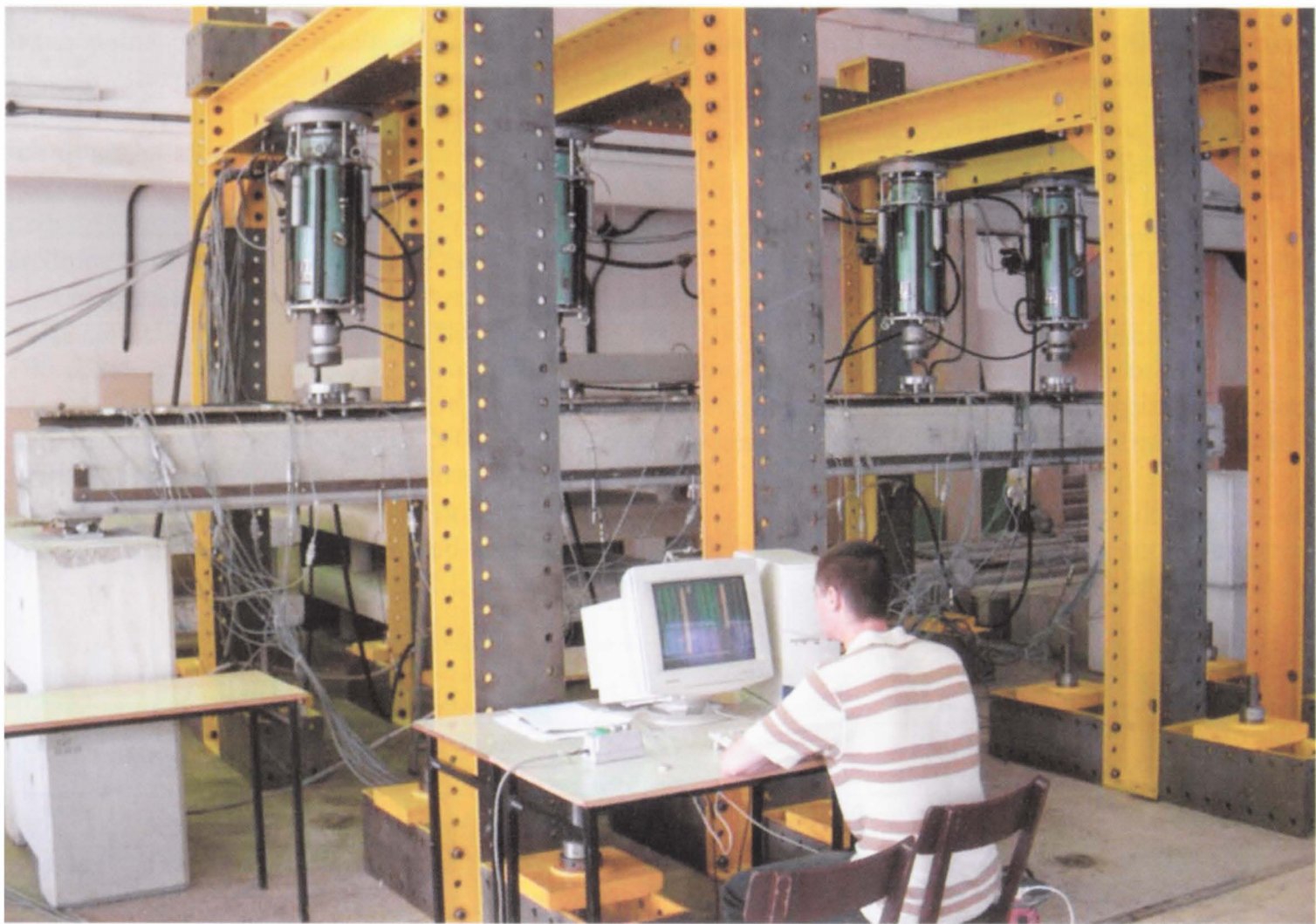
Fig. 2.11. Layout of the induction meters

Obciążenie było realizowane za pomocą czterech siłowników hydraulicznych o zakresie do 400kN każdy. Elementy były obciążone narastająco do zadanej siły, z przerwami niezbędnymi do przeprowadzenia pomiarów tensometrami mechanicznymi oraz na rejestrację i pomiar szerokości rozwarcia rys. Zarówno program obciążenia, jak i rejestracja pomiarów z czujników tensometrycznych i indukcyjnych odbywała się automatycznie, w sposób ciągły, poprzez system akwizycji danych. Łączny czas badania jednego elementu wynosił 5 – 6 godz.

The loading was realised using four hydraulic presses of 400kN range, each one. Elements were loaded increasing way till a given force, with the breaks needed to make measurements by means of mechanical tensometers and to record and measure the crack width. Both the loading program and also the measurements records from electric resistance strain gauges and inductions metres were carried out automatically in continuous way using data registration system. Whole test period of one element was 5 – 6 hours.

Widok stanowiska badawczego podczas obciążania elementu pokazano na zdjęciach – rys. 2.12.

View of the test stand during loading of the element is shown in the Figures – Fig. 2.12.



Rys. 2.12. Widok stanowiska badawczego
Fig. 2.12. View of the test stand

2.2. Wyniki badań

2.2.1. Materiały

Wytrzymałość betonu w chwili sprężenia wynosiła $f_{c,cube}=51,3\text{MPa}$, zaś parametry wytrzymałościowe betonu w chwili badania były następujące:

$f_{c,cube}=84,0\text{MPa}$
 $f_c=78,0\text{MPa}$
 $f_{ct,sp}=6,03\text{MPa}$
 $E_c=45000\text{MPa}$

$f_c / f_{c,cube}=0,93$
 $f_{ct,sp} / f_c^{2/3}=0,33$
 $E_c / f_c^{0,3}=12200$
 $E_c / (0,1f_c)^{0,3}=24,3$

Parametry wytrzymałościowe stali prętowej przedstawiono w tab. 2.1, zaś kształtowej i blach w tabl. 2.2.

Tablica 2.1. Stal pasywna
Table 2.1. Passive steel

średnica	A_s	$R_e / R_{0,2}$	R_m	E_s
diameter	mm^2	MPa	MPa	GPa
8		590*	617	194
10	79,2	578	669	200
12		549	658	197
16	198,0	561	655	216
20	311,0	551	636	202

* $R_{0,2}$

Na podstawie przeprowadzonych prób rozciągania stali zbrojeniowej i kształtowej przyjęto obliczeniowe wartości odkształceń i naprężeń (tab. 2.3).

2.2. Test results

2.2.1. Materials

The concrete strength at the moment of prestressing was $f_{c,cube}=51,3\text{MPa}$, while the strength parameters at the moment of test were the following:

$f_{c,cube}=84,0\text{MPa}$
 $f_c=78,0\text{MPa}$
 $f_{ct,sp}=6,03\text{MPa}$
 $E_c=45000\text{MPa}$

$f_c / f_{c,cube}=0,93$
 $f_{ct,sp} / f_c^{2/3}=0,33$
 $E_c / f_c^{0,3}=12200$
 $E_c / (0,1f_c)^{0,3}=24,3$

Strength parameters of bar steel are presented in Table 2.1, while parameters of profile steel and metal sheets in Table 2.2.

Tablica 2.2. Stal kształtowa i blachy
Table 2.2. Profile steel and sheets

profil	R_e	R_m	E_s
profile	MPa	MPa	GPa
HEB 320	269	431	196
HEB 220	444	593	197
blacha przewiązki facing steel	308	443	197
blacha pas dolny bottom flange sheet			

On the ground of carried out tension tests of reinforcing and profile steel there were assumed the design values of strains and stresses (Table 2.3).

Tablica 2.3. Obliczeniowe wartości $\sigma - \epsilon$
Table 2.3. Design values of $\sigma - \epsilon$

Ø10mm		Ø12mm		Ø16mm		Ø20mm		HEB 320		HEB 220		blacha / sheet	
ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ
‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa
0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0
2,89	578	2,83	549	2,59	561	2,76	551	1,37	269	2,21	444	1,22	238
18,00	580	30,00	558	15,00	570	20,00	560	22,00	283	23,00	468	12,00	241
40,00	630	40,00	584	40,00	624	40,00	570	40,00	337	40,00	526	40,00	308

Obliczeniowe wartości $\sigma - \epsilon$ dla stali sprężającej przyjęto na podstawie danych producenta, przy czym w zależności $\sigma - \epsilon$ uwzględniono dla poszczególnych elementów obliczeniowe straty spowodowane relaksacją i odkształceniem sprężystym betonu oraz relaksacją stali, skurczem i pęczaniem betonu od sprężenia do chwili badania (tab. 2.4). Moduł sprężystości stali pasywnej i kształtowej przyjęto zgodnie z tab. 2.1., zaś splotów $E_p=190\times10^3$ MPa.

Relations $\sigma - \epsilon$ design values for prestressing steel were assumed on the ground of producer data, considering in this relation at the same time for every element computational relaxation and concrete strain losses and also steel relaxation, concrete shrinkage and creep losses from prestressing till the moment of test (Table 2.4). Modulus of elasticity of reinforcing passive steel and steel sections was assumed according to Table 2.1, but modulus of elasticity of strands $E_p=190\times10^3$ MPa.

Tablica 2.4. Obliczeniowe wartości $\sigma - \epsilon$ splotów Y1860 S7
Table 2.4. Design $\sigma - \epsilon$ values of strands Y1860 S7

101		102		103		104		105		106	
ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ
‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa
0,00	1393	0,00	1340	0,00	1344	0,00	1380	0,00	1360	0,00	1334
0,03	1400	0,31	1400	0,29	1400	0,10	1400	0,21	1400	0,35	1400
0,69	1500	0,97	1500	0,95	1500	0,76	1500	0,87	1500	1,01	1500
1,24	1550	1,52	1550	1,50	1550	1,31	1550	1,42	1550	1,56	1550
2,46	1600	2,74	1600	2,72	1600	2,53	1600	2,64	1600	2,78	1600
6,39	1700	6,67	1700	6,65	1700	6,46	1700	6,57	1700	6,71	1700
9,08	1750	9,36	1750	9,34	1750	9,15	1750	9,26	1750	9,40	1750
14,32	1800	14,60	1800	14,58	1800	14,39	1800	14,50	1800	14,64	1800
27,60	1860	27,88	1860	27,86	1860	27,67	1860	27,78	1860	27,92	1860

2.2.2. Cechy przekroju

Charakterystyki geometryczne przekrojów (tabl. 2.5) wyznaczono, uwzględniając rzeczywiste usytuowanie zbrojenia, zgodnie z rys. 2.2.

2.2.2. Cross-section properties

Geometrical characteristics of the cross-section were calculated taking into account real arrangement, in accordance with Fig. 2.2.

Tablica 2.5. Charakterystyki geometryczne przekrojów
Table 2.5. Geometrical characteristics of the cross-sections

wielkości charakterystyczne characteristics quantities	101	102	103	104	105	106
$A_{cs}\times10^3$ [mm ²]	208,67	182,42	183,70	182,42	180,15	164,52
$S_{cs}\times10^6$ [mm ²]	36,86	32,51	32,29	29,81	30,15	28,18
y_{cs} [mm]	176,70	178,20	175,80	163,40	167,40	171,30
z_{cp} [mm]	62,50	101,60	97,80	48,60	92,80	92,70
$I_{cs}\times10^6$ [mm ⁴]	2798,36	2109,29	2087,47	2258,48	2093,54	2340,66
$I_{HEB}\times10^6$ [mm ⁴]	1792,17	937,60	912,28	1215,86	1010,73	1126,02
$I_p\times10^6$ [mm ⁴]	19,98	51,89	48,17	12,45	43,48	43,45
$I_s\times10^6$ [mm ⁴]	25,60	149,14	171,65	131,57	126,53	240,67
$I_c\times10^6$ [mm ⁴]	960,61	970,66	955,37	898,59	912,80	930,52
$W_{HEB}\times10^6$ [mm ³]	13,83	10,20	10,22	10,43	10,13	10,75
$W_c^g\times10^6$ [mm ³]	22,69	17,32	16,81	16,54	15,78	18,19
$W_c^d\times10^6$ [mm ³]	15,84	11,84	11,87	13,82	12,57	13,67

2.2.3. Naprężenia i odkształcenia, momenty rysujący i niszczący

Naprężenia i odkształcenia w charakterystycznych włóknach przekroju wyznaczono dla siły sprężającej po stratach od częściowej relaksacji, od odkształcenia sprężystego betonu i po stratach reologicznych zaistniałych do chwili badania elementu.

Straty od częściowej relaksacji oszacowano zgodnie z normą PN-B-03264:2002 przyjmując

$$\Delta\sigma_{pir} = 4,5 \times 10^{-2} \times 0,42 \times 1488 = 28 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

Straty od odkształcenia sprężystego betonu i straty reologiczne wyznaczono na podstawie pomierzonych odkształceń betonu. Wartości tych strat oraz naprężenia i siły w stali sprężającej podano w tabl. 2.6.

Tablica 2.6. Straty siły sprężającej, naprężenia i siły w zbrojeniu sprężającym

Table 2.6. Prestressing force losses, stresses and forces in the prestressing reinforcement

wielkości charakterystyczne characteristic quantities	101	102	103	104	105	106
$\Delta\sigma_c$ [MPa]	50	80	77	49	62	78
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ [MPa]	17	40	39	31	38	48
σ_{pm1} [MPa]	1410	1380	1383	1411	1398	1382
$\sigma_{pm(t)}$ [MPa]	1393	1340	1344	1380	1360	1334
$P_{m1} \times 10^6$ [N]	1,311	1,283	1,286	1,312	1,300	1,285
$P_{mt} \times 10^6$ [N]	1,295	1,246	1,250	1,283	1,265	1,241

Naprężenia i odkształcenia w charakterystycznych włóknach przekroju wyznaczono z następujących wzorów, przy czym znak (+) oznacza rozciąganie:

dla $M=0$

$$\varepsilon_{HEB,0} = -\frac{1}{E_c} \left(\frac{P_{mt}}{A_{cs}} + \frac{P_{mt}Z_{cp}}{W_{HEB}} \right) \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{c,0}^g = -\frac{1}{E_c} \left(\frac{P_{mt}}{A_{cs}} + \frac{P_{mt}Z_{cp}}{W_c^g} \right) \quad (2.3)$$

$$\sigma_{cp} = -\left(\frac{P_{mt}}{A_{cs}} + \frac{P_{mt}Z_{cp}}{W_c^d} \right) \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{c,0}^d = \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \quad (2.5)$$

dla $M=M_{cr}$, przy czym

$$M_{cr} = W_c^d (\varepsilon_{ct} E_c - \sigma_{cp}) \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{ct} = 0,1 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{HEB,cr} = \varepsilon_{HEB,0} - \frac{M_{cr}}{E_c W_{HEB}} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{c,cr}^g = \varepsilon_{c,0}^g - \frac{M_{cr}}{E_c W_c^g} \quad (2.8)$$

2.2.3. Stresses and strains, cracking and ultimate moment

Strains and stresses in characteristic fibres of the cross-section were estimated for the prestressing force after partial relaxation losses and also after losses due to concrete elastic strain and rheological losses taking place till the moment of the element test.

Partial relaxation losses were estimated according to code PN-B-03264:2002 assuming:

$$\Delta\sigma_{pir} = 4,5 \times 10^{-2} \times 0,42 \times 1488 = 28 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

Concrete elastic strain and rheological losses were estimated on the ground of measured concrete strains. The values of these losses and the stresses and forces in the prestressing steel are given in Table 2.6.

Stresses and strains in the characteristic cross-section fibres were estimated from the following equations, where the sign (+) means tension:

for $M=0$

$$\varepsilon_{HEB,0} = -\frac{1}{E_c} \left(\frac{P_{mt}}{A_{cs}} + \frac{P_{mt}Z_{cp}}{W_{HEB}} \right) \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{c,0}^g = -\frac{1}{E_c} \left(\frac{P_{mt}}{A_{cs}} + \frac{P_{mt}Z_{cp}}{W_c^g} \right) \quad (2.3)$$

$$\sigma_{cp} = -\left(\frac{P_{mt}}{A_{cs}} + \frac{P_{mt}Z_{cp}}{W_c^d} \right) \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{c,0}^d = \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \quad (2.5)$$

for $M=M_{cr}$, where

$$M_{cr} = W_c^d (\varepsilon_{ct} E_c - \sigma_{cp}) \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{ct} = 0,1 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{HEB,cr} = \varepsilon_{HEB,0} - \frac{M_{cr}}{E_c W_{HEB}} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{c,cr}^g = \varepsilon_{c,0}^g - \frac{M_{cr}}{E_c W_c^g} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_{c,cr}^d = \varepsilon_{c,0}^d - \frac{M_{cr}}{E_c W_c^d} = 0,100 \times 10^3 \quad (2.9)$$

Wartości wyznaczone ze wzorów 2.2 do 2.9 i obliczeniowe momenty niszczące wyznaczone według [4], przy założeniu granicznych odkształceń w strefie ściskanej równych 8‰ podano w tabl. 2.7.

$$\varepsilon_{c,cr}^d = \varepsilon_{c,0}^d - \frac{M_{cr}}{E_c W_c^d} = 0,100 \times 10^3 \quad (2.9)$$

Values estimated from the formula 2.2 to 2.9 and design moment strength evaluated by [4] under the assumption of ultimate strains in the compression zone equal 8‰ are given in Table 2.7.

Tablica 2.7. Naprężenia i odkształcenia, momenty rysujące i niszczące
Table 2.7. Stresses and strains, cracing moments and moments at failure

wielkości charakterystyczne characteristic quantities	101	102	103	104	105	106
$\varepsilon_{HEB,0} \times 10^{-3}$ [-]	-0,010	0,164	0,151	-0,030	0,132	0,093
$\varepsilon_{c,0}^g \times 10^{-3}$ [-]	-0,075	0,014	0,014	-0,093	0,012	0,036
σ_{cp} [MPa]	11,33	18,25	17,75	11,63	16,82	16,69
$\varepsilon_{c,0}^d \times 10^{-3}$ [-]	-0,320	-0,515	-0,501	-0,329	-0,475	-0,471
M_{cr} [kNm]	235,67	257,96	252,83	210,36	254,77	276,45
$\varepsilon_{HEB,cr} \times 10^{-3}$ [-]	-0,491	-0,549	-0,547	-0,599	-0,577	-0,632
$\varepsilon_{c,cr}^g \times 10^{-3}$ [-]	-0,368	-0,406	-0,411	-0,452	-0,443	-0,465
$\varepsilon_{c,cr}^d \times 10^{-3}$ [-]	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
M_u^{cal} [kNm]	750	781	798	923	875	838

2.3. Analiza wyników badań

2.3.1. Strefa zakotwienia

Siła sprężająca w chwili sprężenia została przekazana na beton o wytrzymałości $f_{c,cube} \approx 50\text{MPa}$. Długość zakotwienia, na której następuje pełne przekazanie początkowej siły sprężającej na beton, zgodnie z PN-B-03264:2002 wynosi:

$$l_{bp} = \beta_p \varnothing = 50 \times 12,5 = 625\text{mm} \quad (2.10)$$

Długość zakotwienia zgodnie z normą EN 1992-1-1:2004 wynosi:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \varnothing \frac{\sigma_{pi}}{f_{bpt}} \quad (2.11)$$

gdzie:

- α_1 = 1,0 dla stopniowego zwolnienia naciągu
- α_2 = 0,19 dla splotów 3 i 7 drutowych
- $\varnothing$ = 12,5mm (średnica cięgna)
- σ_{pi} = 1460MPa (naprężenie w cięgnach tuż po zwolnieniu naciągu)

$$f_{bpt} = \eta_{pl} \eta_l f_{ctd(t)} \quad (2.12)$$

gdzie:

- η_{pl} współczynnik uwzględniający rodzaj cięgna i warunków przyczepności przy zwolnieniu naciągu równy 3,2 dla splotów 3 i 7 drutowych
- η_l = 1,0 dla dobrych warunków przyczepności
- $f_{ctd(t)}$ = $f_{ctk0,05(t)}/\gamma_c$, (dla betonu o $f_{c,cube} = 50\text{MPa}$, $f_{ctk0,05}/\gamma_c = 1,67\text{MPa}$)

2.3. Test results analysis

2.3.1. Anchorage zone

The prestressing force at the moment of prestressing was transferred to the concrete of strength equal $f_{c,cube} \approx 50\text{MP}$. The anchorage length, on which full transfer of the initial prestressing force to the concrete takes place, according to the PN-B-03264:2002 is:

$$l_{bp} = \beta_p \varnothing = 50 \times 12,5 = 625\text{mm} \quad (2.10)$$

According to the code EN 1992-1-1:2004, the anchorage length equals:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \varnothing \frac{\sigma_{pi}}{f_{bpt}} \quad (2.11)$$

where:

- α_1 = 1,0 for gradually tension release
- α_2 = 0,19 for 3 and 7 – wire strands
- $\varnothing$ = 12,5mm (tendon diameter)
- σ_{pi} = 1460MPa (stress in the tendons immediately after the tension release).

$$f_{bpt} = \eta_{pl} \eta_l f_{ctd(t)} \quad (2.12)$$

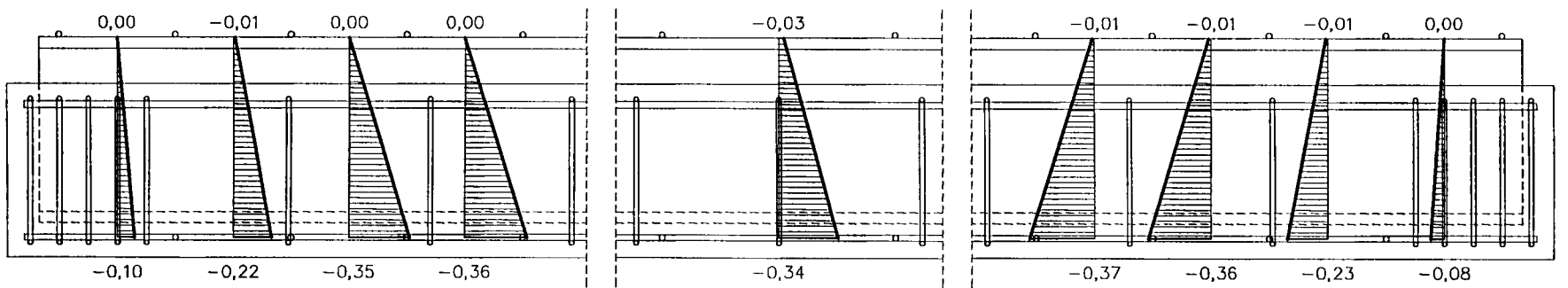
where:

- η_{pl} factor regarding the type of tendon and friction conditions at the time of tension release equals 3,2 for the 3 and 7 – wire strands
- η_l = 1,0 for good friction conditions
- $f_{ctd(t)}$ = $f_{ctk0,05(t)}/\gamma_c$, (for the concrete of $f_{c,cube} = 50\text{MPa}$, $f_{ctk0,05}/\gamma_c = 1,67\text{MPa}$)

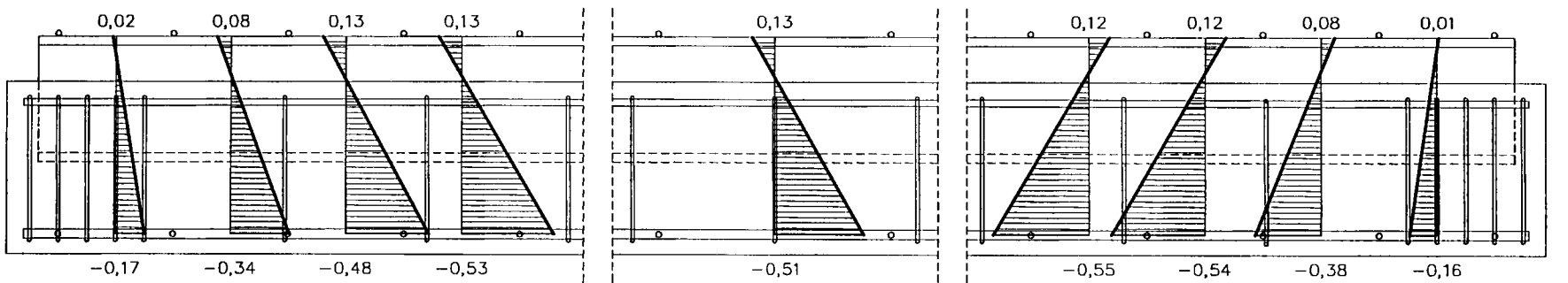
Długość zakotwienia według EN 1992-1-1:2004 wynosi zatem $l_{pt}=649\text{mm}$.

Thus, the anchorage length by EN 1992-1-1:2004 becomes $l_{pt}=649\text{mm}$.

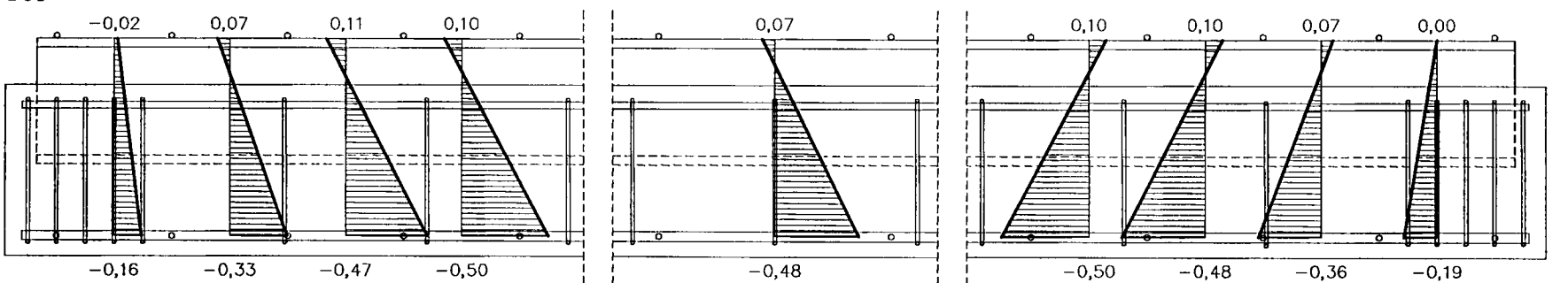
101



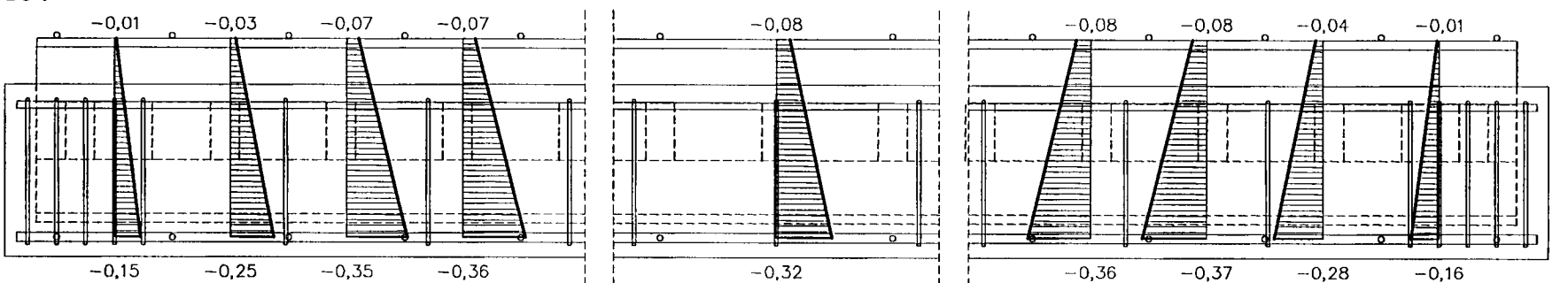
102



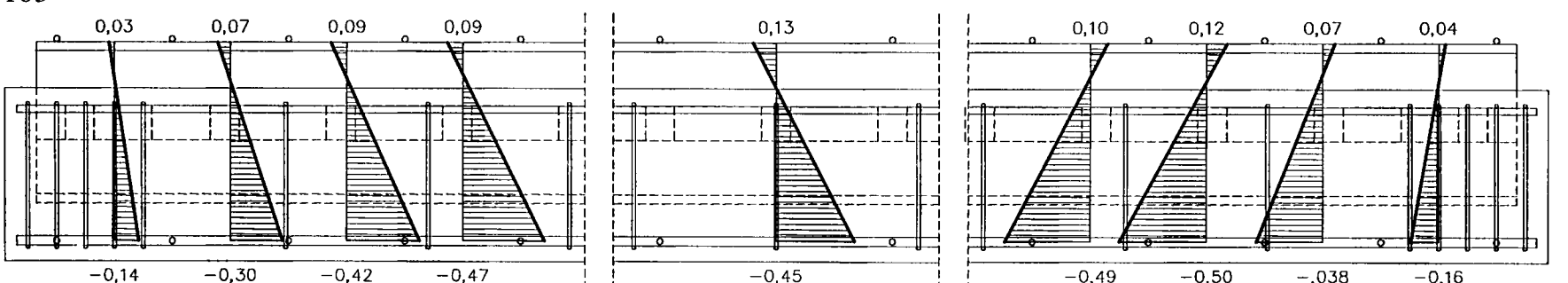
103



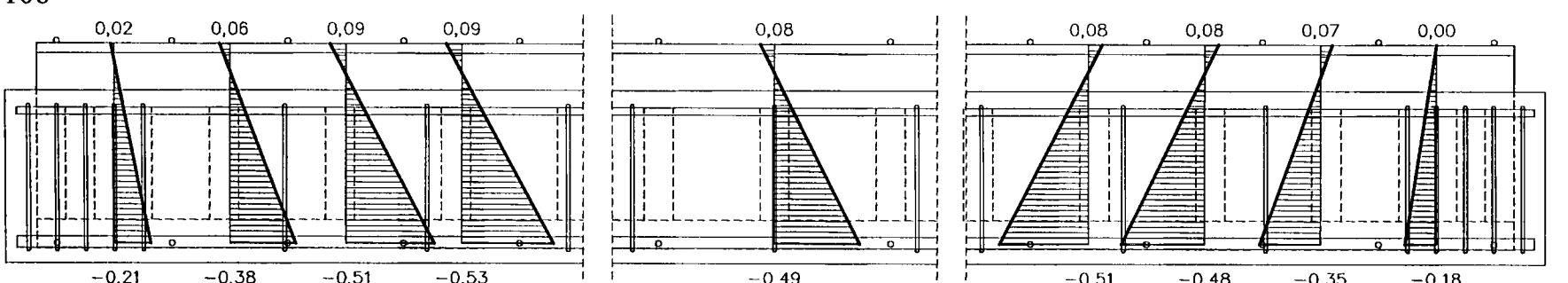
104



105



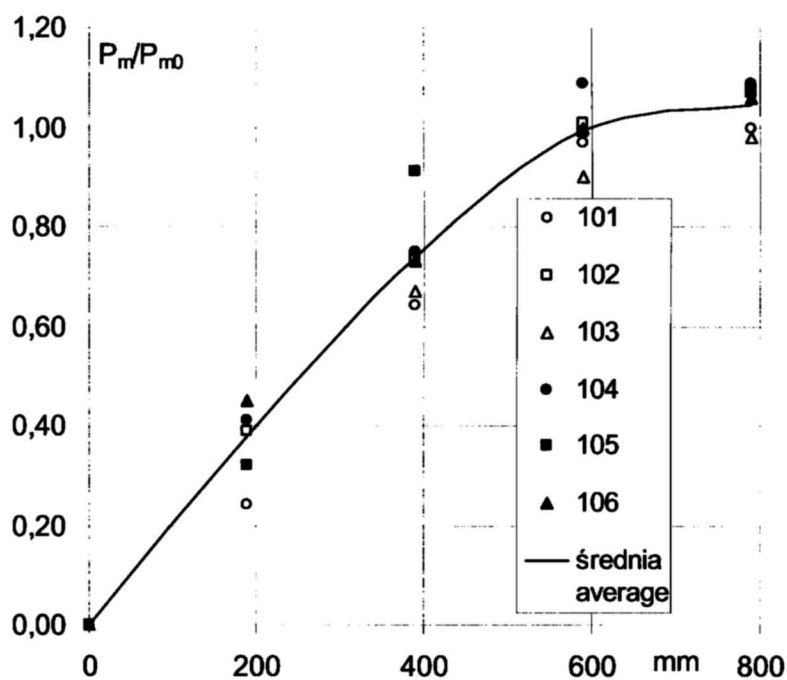
106



Rys. 2.13. Odkształcenia spowodowane początkową siłą sprężającą
Fig. 2.13. Strains due to the initial prestressing force

Przeprowadzone pomiary odkształceń na powierzchni betonu, bezpośrednio po sprężeniu, w poziomie dolnego zbrojenia pasywnego i na górnej powierzchni kształtowników HEB wykazały, że pełne przekazanie siły sprężającej następuje w odległości około 600mm od czoła elementu. Świadczy o tym porównanie rozkładu na trzeciej bazie pomiarowej i w środku rozpiętości elementu (rys. 2.13). Taka sytuacja miała miejsce w każdej z sześciu belek. Na długość zakotwienia nie miały zatem dużego wpływu ani ukształtowanie i położenie w przekroju profili stalowych, ani zróżnicowanie średnicy zbrojenia poziomego (porównaj rys. 2.7) w lewej (pręty poziome o średnicy 8mm) i prawej (pręty poziome o średnicy 12mm) strefie zakotwienia.

Z pomiarów odkształceń można oszacować wielkość siły sprężającej w poszczególnych przekrojach belki. Z wykresu przedstawionego na rys. 2.14. wynika, że w odległości $1/3 l_{bp}$ od czoła elementu efektywna siła sprężająca stanowiła około 40% siły początkowej, zaś w $2/3 l_{bp}$ około 75%. Pełne sprężenie elementu następowało na odcinku 600mm.



Rys. 2.14. Rozkład siły sprężającej w strefie zakotwienia
Fig. 2.14. Prestressing force distribution in the anchorage zone

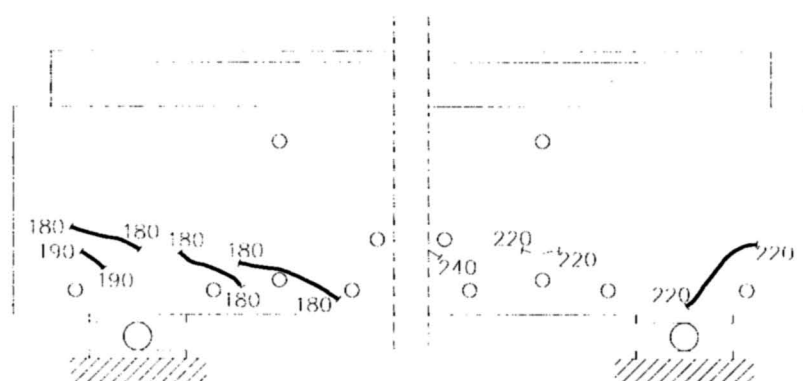
Podczas obciążania belek obserwowano także poślizg cięgien sprężających przy czole elementu. Pierwsze objawy poślizgu można było zauważyć przy siłach $F \approx 180 \text{ kN}$, a więc przy wyężeniu około 0,7 siły niszczącej. Przy tym wyężeniu wielkość poślizgu wynosiła około 0,5 – 1,0mm. Przy wyężeniu około 0,9 siły niszczącej wielkość poślizgu była równa od 2 do 4mm, a przy zniszczeniu około 4 do 6mm.

Charakterystyczne rysy spowodowane poślizgiem (rys. 2.15) zaobserwowano w tej strefie jedynie w belce 101 zbrojonej pełnym profilem stalowym (kształtownik HEB320). Rysy te powstały przy lewej podporze już przy sile 180kN, a przy prawej przy sile 220kN.

W pozostałych belkach rys o takim charakterze nie zaobserwowano, pomimo że poślizg splotów sprężających występował. Mimo braku wpływu średnicy zbrojenia poziomego przy prawej i lewej podporze na przekazywanie siły sprężającej na beton, podczas obciążenia stwierdzono istotne różnice w poślizgu cięgien sprężających.

The strain measurements carried out on concrete surface immediately after prestressing, in the level of bottom passive reinforcement and on the upper surface of the HEB profiles have shown, that the full transfer of the prestressing force takes place in the distance of about 600mm from the element front face. It is testified by comparison of the distribution on the third measuring base and in the middle of the element span (Fig. 2.13). Such a situation appeared in the case of every of 6 beams. On the anchorage length there was no significant influence as well configuration as arrangement of the steel profiles in cross-section and differentiation of the horizontal reinforcement diameter (see Fig. 2.7) in the left (horizontal bars, diameter of 8mm) or in the right anchorage zone (horizontal bars, diameter of 12mm).

On the ground of the strain measurements it can be evaluated in every beam section the magnitude of the prestressing force. From the diagram shown in the Fig. 2.14 results, that in the distance of $1/3 l_{bp}$ from the element front face, the effective prestressing force was equal about 40% of the initial force, but in $2/3 l_{bp}$ – about 75%. Full element prestressing takes place on the section of 600mm.



Rys. 2.15. Rysy w strefie zakotwienia
Fig. 2.15. Cracks in the anchorage zone

During the loading of the beams there was also observed the slide of the prestressing tendons at the element front face. First symptoms of this slide could be noticed at the forces $F \approx 180 \text{ kN}$, thus at the effort of about 0,7 of the destructive force. At such an effort the slide magnitude was about 0,5 – 1,0mm. At the effort of 0,9 of ultimate force, the value of the slip was equal from 2 to 4mm, and at the failure – about 4 to 6mm.

Characteristic cracks due to slide (Fig. 2.15) were observed in this region only in the beam 101 reinforced with the full steel profile (section HEB320). These cracks appeared at the left support just at the force of 180kN, and at the right – at the force of 220kN.

There were no cracks of such a character observed in the other beams in spite of the fact, that the slide of prestressing strands took place. Nevertheless of lack of the influence of the horizontal reinforcement diameter at the left and right support on the transfer of prestressing force to the concrete, there were stated however significant differences in the slide of the prestressing tendons.

Przy lewej podporze poślizg cięgien był zdecydowanie większy niż przy prawej podporze. Różnice dochodziły nawet do 50% - rys. 2.16.



Rys. 2.16. Poślizg cięgien sprężających przy lewej i prawej podporze
Fig. 2.16. Slide of the prestressing tendons at the left and right support

Można zatem stwierdzić, że przy wytrzymałości betonu $f_{c,cube} \approx 50\text{MPa}$ w chwili sprężenia, pełne przekazanie siły sprężającej na beton i profil stalowy następuje w odległości około 600mm od czoła elementu. Ta odległość pokrywa się ze stosownymi wartościami normowymi wyznaczonymi dla przekroju żelbetowego. Na długość tego odcinka nie miało wpływu ani usytuowanie profilu stalowego w przekroju, ani ilość dodatkowego zbrojenia poziomego zastosowanego w strefie zakotwienia.

Wpływ średnicy zbrojenia poziomego zastosowanego w strefie zakotwienia stał się dopiero widoczny podczas obciążania elementów, gdyż poślizg cięgien sprężających był zdecydowanie mniejszy w strefie zakotwienia, w której zastosowano pręty poziome prostopadłe do osi belki o średnicy 12mm zamiast prętów o średnicy 8mm.

2.3.2. Strefa przypodporowa

Nośność na zginanie belek była bardzo podobna. Obliczeniowa siła niszcząca wynosiła około 250kN i była tak dobrana, aby siła poprzeczna w strefie przypodporowej przekroczyła wartość siły powodującej zarysowanie ukośne.

Według normy PN-B-03300:2006 jeżeli profil stalowy jest zespolony z betonem za pomocą łączników przyspawanych do środka lub przepuszczonych przez środek to obetonowanie środka może być uwzględnione przy sprawdzaniu nośności belki na ścinanie. Zbrojenie zespalające było w tym wypadku zastosowane, zatem w analizie strefy przypodporowej ten fakt zespolenia został uwzględniony.

Według normy PN-B-03264:2002 siła powodująca zarysowanie ukośne utożsamiana z nośnością na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego jest opisana wzorem:

$$V_{Rd1} = [0,35kf_{ctd}(1,2 + 40\rho_L) + 0,15\sigma_{cp}] b_w d \quad (2.13)$$

gdzie:

At the left support the tendons slide was decidedly bigger than at the right support. Differences were even up to 50% - Fig. 2.16.

It can be therefore stated, that for the concrete strength $f_{c,cube} \approx 50\text{MPa}$ at the moment of prestressing, full transfer of the prestressing force to the concrete and the steel profile follows at the distance of 600mm from the front face of the element. This distance is adequate to the practical code values estimated for the concrete cross-section. On the length of such a distance there was no influence both steel profile position in the cross-section and the amount of the additional horizontal reinforcement used in the anchorage zone.

The effect of the horizontal reinforcement applied in the anchorage zone became visible only during elements loading, because the slide of the prestressing tendons was definitely less in the anchorage zone, in which the horizontal bars, vertical to the beam axis, diameter of 12mm were applied, instead of the bars, diameter of 8mm.

2.3.2. The support zone

The bending capacity of all beams was very similar. The calculated ultimate force was about 250kN and was assumed in such a way that to obtain the transverse force greater than the force causing diagonal cracking.

According to standard PN-B-03300:2006, if the steel profile is combined with concrete by means of the connectors welded on to the web or passed through the web, then cover of this web with concrete could be taken into account at verification of shear resistance of the beam. The joining reinforcement was used in this case, thus the fact of this join was regarded in the support zone analysis.

By the standard PN-B-03264:2002, the force causing the diagonal cracking identified with the shear resistance of the element without shear reinforcement, can be described by the formula:

$$V_{Rd1} = [0,35kf_{ctd}(1,2 + 40\rho_L) + 0,15\sigma_{cp}] b_w d \quad (2.13)$$

where:

k

=1,6-d=1,29

f_{ctd}

=0,7 $f_{ctm}/\gamma_c=0,7\times6,03/1,0=4,22\text{MPa}$

ρ_L

przyjęto 0,01

σ_{cp}

= P_{mt}/A_{cs}

Według normy EN 1992-1-1:2004 nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego wynosi:

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

(2.14)

gdzie:

$c_{rd,c}$

=0,18/ $\gamma_c=0,18$

k

= $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,80$

ρ

=0,02

f_{ck}

= $f_c=78\text{MPa}$

Obliczeniowe wartości sił V_{Rd1} i $V_{Rd,c}$ oraz doświadczalne w lewej i prawej strefie przypodporowej, V_L i V_P , przy których dochodziło do zarysowania ukośnego przedstawiono w tabl. 2.8.

Tablica 2.8. Strefa przypodporowa – siły rysujące
Table 2.8. Support zone – cracking forces

siły rysujące cracking forces	101	102	103	104	105	106
V_{Rd1} [kN]	482	493	492	496	496	505
$V_{Rd,c}$ [kN]	323	335	334	338	338	348
V_L [kN]	-	262	160	414	240	436
V_P [kN]	480	258	360	430	240	460
$V_{u,test}$ [kN]	508	512	540	466	578	496

Obliczeniowe siły powodujące zarysowanie ukośne według PN-B-03264:2002 wynoszą około 500kN, zaś według EC 1992-1-1:2004 około 340kN. Już z tego porównania widać, że w odniesieniu do oszacowania siły rysującej są rozbieżne poglądy.

Z przeprowadzonych badań wynika, że w trzech belkach, a mianowicie w 101, 104 i 106, uzyskano wartości sił rysujących powyżej 400kN. W tych trzech belkach profil stalowy obejmował prawie całą wysokość prefabrykatu, a cięgna sprężające były usytuowane powyżej dolnej krawędzi profilu stalowego. Największą wartość siły rysującej uzyskano w belce 101 (HEB320), w której przy lewej podporze do zarysowania ukośnego nie doszło.

W trzech pozostałych belkach, w których cięgna sprężające znajdowały się poniżej dolnej stopki kształtownika HEB, rysy na ścinanie powstały przy siłach około 250kN.

Na wartość sił rysujących nie miało wpływu usytuowanie kształtownika HEB w przekroju, a jedynie sam fakt, że cięgna sprężające znajdowały się poniżej półki dolnej HEB (rys. 2.17).

Na szczególną uwagę zasługuje porównanie sił rysujących w belkach 105 i 106. W belce 105 profil stalowy obejmował znaczą część przekroju betonowego, lecz cięgna sprężające były usytuowane poniżej półki dolnej, zaś w belce 106 profil stalowy w strefie rozciąganej był zakończony jedynie płaskownikiem, a cięgna sprężające znajdowały się w poziomie tego płaskownika.

k

=1,6-d=1,29

f_{ctd}

=0,7 $f_{ctm}/\gamma_c=0,7\times6,03/1,0=4,22\text{MPa}$

ρ_L

assumed 0,01

σ_{cp}

= P_{mt}/A_{cs}

By the code EN-1992-1-1:2004 shear resistance of the element without shear reinforcement is:

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

(2.14)

where:

$c_{rd,c}$

=0,18/ $\gamma_c=0,18$

k

= $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,80$

ρ

=0,02

f_{ck}

= $f_c=78\text{MPa}$

Calculated values of the forces V_{Rd1} , V_{Rd2} and experimental values at the left and right support zone, V_L and V_P , at which diagonal cracking appeared, are given in the Table 2.8.

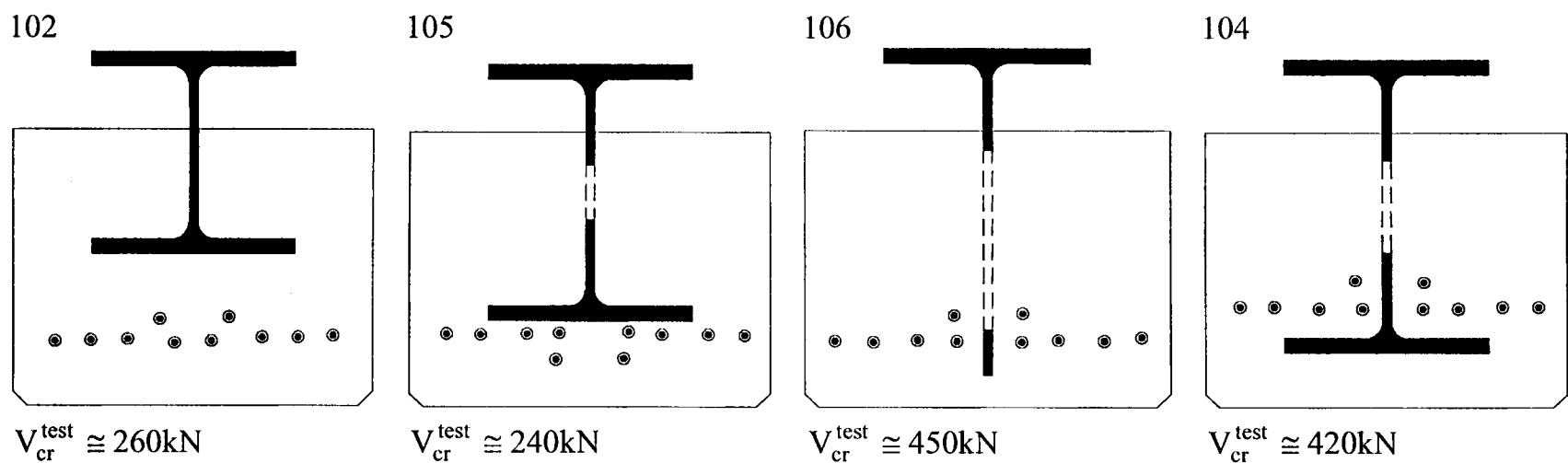
Calculated forces causing diagonal cracking by PN-B-03264:2002 are equal about 500kN, but by EC 1992-1-1:2004 – about 330kN. Just from this comparison we can see, that with regard to the evaluation of cracking force there exist various opinions.

From carried out investigations results, that in case of three beams, namely 101, 104 and 106, there were obtained the cracking forces values upon 400kN. In these three beams, the steel profile comprised almost all height of the precast element and prestressing tendons were situated above the bottom edge of the steel profile. The greatest value of cracking force was obtained for the beam 101 (HEB320), where at the left support the diagonal cracking does not appear.

For three other beams, where prestressing tendons were below the bottom profile flange HEB, shear diagonal cracking appeared at the forces equal about 250kN.

There were no influence of the profile HEB position in the cross-section on the cracking force value, and only important was the fact, that prestressing tendons were situated below the bottom flange of the HEB (Fig. 2.17).

Special worthy of notice is the comparison of the cracking forces in beams 105 and 106. In the case of beam 105, the steel profile comprised significant part of the concrete cross-section, but the prestressing tendons were situated under the bottom flange, while in the beam 106 the steel profile in tensile zone was ended only with the flat steel and the prestressing tendons were at its level.



Rys. 2.17. Siły rysujące w strefie przypodporowej
Fig. 2.17.

W pierwszym wypadku siła rysująca wynosiła jedynie 240kN, zaś w drugim aż 450kN (rys. 2.17). Na uwagę zasługuje też porównanie sił rysujących w belkach 104 i 106 (rys. 2.17). W obu belkach cięgna sprężające były usytuowane powyżej krawędzi dolnej profilu stalowego, z tą różnicą, że w belce 104 były usytuowane bliżej środka ciężkości przekroju elementu niż w belce 106. Takie usytuowanie okazało się mniej korzystne – siła rysująca była mniejsza – równa 420kN.

Po wyczerpaniu nośności na ścinanie sprężonego przekroju betonowego pozostała część siły poprzecznej musiało przejąć zbrojenie. Zbrojenie stanowiły strzemiona pionowe $\varnothing 8$ rozstawione co 245mm o $f_{yk}=590\text{MPa}$ i średniki profili stalowych.

Nośność strzemion określona normą PN-B-03264:2002 przy kącie $\Theta=30^\circ$ (nachylenie krzyżulca ściskanego z badań) wynosiła:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw} f_{yw}}{s_1} \cdot z \cdot \cot(\Theta) = 146\text{kN} \quad (2.15)$$

Udział strzemion w przenoszeniu siły poprzecznej stanowił zatem około 29% siły poprzecznej.

Zdecydowanie większy był udział średników profili stalowych.

W belce 101 średnik kształtownika HEB320 o $f_{yk}=269\text{MPa}$ przenosi siłę poprzeczną, zgodnie z normą PN-B-03320:2006, równą:

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_{yk} A_v}{\sqrt{3}} = \frac{269 \times 5100}{\sqrt{3}} = 792\text{kN} \quad (2.16)$$

Nośność średnika była zatem zdecydowanie większa niż wartość siły poprzecznej przy wyczerpaniu nośności belki na zginanie.

W belkach 102 i 103 zastosowano kształtowniki HEB220, przy czym były one usytuowane powyżej środka ciężkości przekroju betonowego. Zachodzi zatem pytanie czy przy takim usytuowaniu biorą one udział i w jakim stopniu w przenoszeniu siły poprzecznej. W obu tych elementach zarysowanie ukośne nastąpiło przy sile poprzecznej około 250kN. Jak wykazano wyżej udział strzemion mógł być oszacowany na około 146kN.

In the first case, the prestressing force was only 240kN, while in the second one – as many as 450kN (Fig. 2.17). It is interesting also to compare the cracking forces in beams 104 and 106 (Fig. 2.17). In both these beams, the prestressing tendons were situated under the bottom edge of the steel profile, with such a difference, that in the beam 104 they were situated closer to the gravity centre of the element cross-section than in beam 106. Such a position appeared to be less advantage – cracking force was smaller – equal 420kN.

After shear resistance of the prestressed concrete cross-section was used up, the remaining part of transverse force has to be resist by the reinforcement. The reinforcement consisted of vertical stirrups $\varnothing 8$ spacing every 245mm of $f_{yk}=590\text{MPa}$ and the steel profiles webs.

The stirrups resistance by the standard PN-B-03264:2002 at the angle $\Theta=30^\circ$ (the angle of compression strut from the test) was:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw} f_{yw}}{s_1} \cdot z \cdot \cot(\Theta) = 146\text{kN} \quad (2.15)$$

The stirrups contribution in the shear force resistance was thus about 29% of the shear force.

Definitive greater was the steel profiles contribution.

In the case of beam 101, the profile HEB320 web of $f_{yk}=269\text{MPa}$ resists the shear force equal by the standard PN-B-03320:2006, as follow:

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_{yk} A_v}{\sqrt{3}} = \frac{269 \times 5100}{\sqrt{3}} = 792\text{kN} \quad (2.16)$$

The web resistance was thus definitively greater than the shear force value at the bending capacity exhaustion.

There were the profiles HEB220 used in beams 102 and 103 situated upon the gravity centre of the concrete cross-section. The problem is, if by such their position, could they contribute in shear force resistance and what is this contribution. In both these elements diagonal cracking appeared at the transverse force of 250kN. At that was shown previous, the stirrups contribution could be estimated as about 146kN.

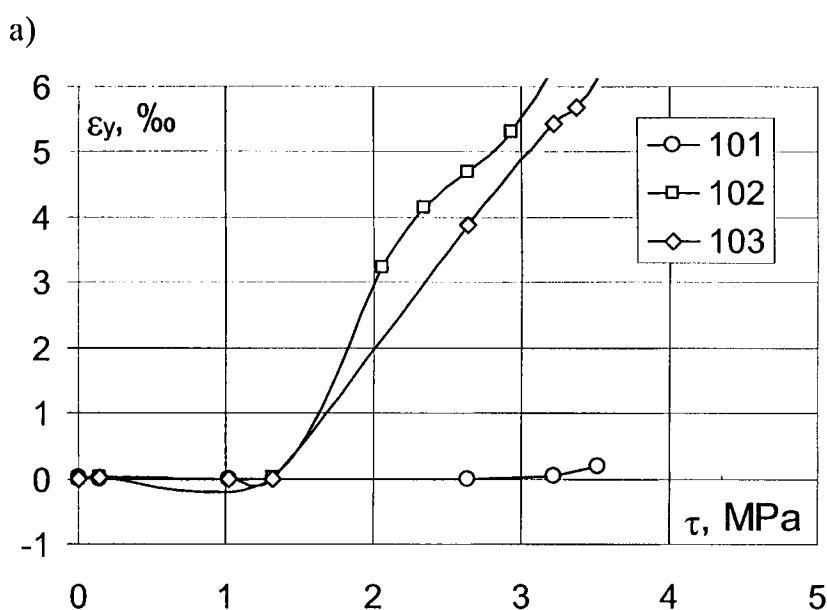
Elementy zniszczyły się na zginanie przy sile poprzecznej $V_{u, \text{test}} = 512-540 \text{ kN}$, a zatem nośność na ścinanie środników HEB220 o $f_{yk} = 444 \text{ MPa}$ wynosiła co najmniej:

$$V_{pl, \text{HEB220}} = 540 - 250 - 146 = 144 \text{ kN} \quad (2.17)$$

Pełna nośność na ścinanie kształtownika HEB220 o $f_{yk} = 444 \text{ MPa}$ zgodnie z normą PN-B-03320:2006 wynosi:

$$V_{pl, \text{Rd}} = \frac{f_{yk} A_v}{\sqrt{3}} = \frac{444 \times 2790}{\sqrt{3}} = 715 \text{ kN} \quad (2.18)$$

Nośność środników HEB w belkach 101 oraz 102 i 103 jest zatem podobna, jednak ich udział w przenoszeniu siły poprzecznej jest zdecydowanie różny o czym świadczą odkształcenia ε_y (rys. 2.18a).



Rys. 2.18. Odkształcenie ε_y

Fig. 2.18. Strain ε_y

O ile w belce 101 do zarysowania ukośnego doszło dopiero przy sile 480 kN i to jedynie w jednej strefie przypodporowej (prawej) i w tej sytuacji w całym zakresie obciążeń odkształcenie $\varepsilon_y \approx 0$, to w belkach 102 i 103 zarysowanie ukośne wystąpiło przy siłach około 250 kN, a odkształcenia ε_y przy zniszczeniu wynosiły ponad 6%. Doszło zatem do pełnego uplastycznienia strzemion pionowych, a więc można uznać, że została wyczerpana nośność strefy przypodporowej, tym bardziej, że szerokość rozwarcia rys ukośnych wynosiła około 1,0 mm, choć belka zniszczyła się na zginanie.

Porównanie sił ze wzorów (2.17) i (2.18) wskazuje, że przy takim usytuowaniu kształtownika w przekroju, jego nośność na ścinanie będzie wykorzystana zaledwie w 20%.

W belkach 104, 105 i 106 zastosowano profile stalowe z przewiązkami pionowymi o przekroju $10 \times 50 \text{ mm}$ i o $f_{yk} = 308 \text{ MPa}$, w rozstawie co 200 mm. Można więc przyjąć, że belki te miały zbrojenie poprzeczne w postaci strzemion dwuciętych $\varnothing 8$ rozstawionych co 245 mm i płaskowników o przekroju 500 mm^2 . Łączny stopień zbrojenia na ścinanie ρ_w wynosił zatem 0,0075, zaś dla samych strzemion jedynie 0,00105.

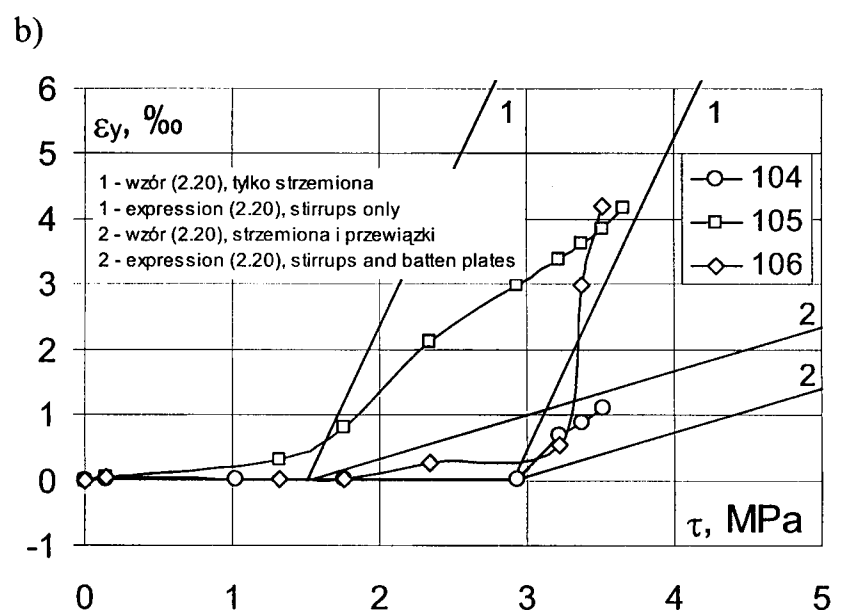
The elements failed in bending at the ultimate share force of $V_{u, \text{test}} = 512-540 \text{ kN}$, so shear resistance of HEB220 webs with $f_{yk} = 444 \text{ MPa}$ was at least:

$$V_{pl, \text{HEB220}} = 540 - 250 - 146 = 144 \text{ kN} \quad (2.17)$$

Full shear capacity of the HEB220 profile of $f_{yk} = 444 \text{ MPa}$, in accordance with the standard PN-B-03320:2006 is:

$$V_{pl, \text{Rd}} = \frac{f_{yk} A_v}{\sqrt{3}} = \frac{444 \times 2790}{\sqrt{3}} = 715 \text{ kN} \quad (2.18)$$

The capacity of HEB webs in beams 101, 102 and 103 is than similar, but their contribution in shear force resistance is definitive different and that is manifested by strains ε_y (Fig. 2.18a).



Unless in the case of beam 101 diagonal cracking appeared just by force 480 kN and only in the support zone (right), so in that situation in whole loading range $\varepsilon_y \approx 0$, but in beams 102 and 103 diagonal cracking appeared by force about 250 kN and the strains ε_y at failure were above 6%. Thus, it came to full yield of the vertical stirrups, so it can be noted, that the support zone resistance was used up, the more so as diagonal crack width figured out about 1,0 mm in spite of the fact, that the beam failed in bending.

Comparison of the forces obtained from expression (2.17) and (2.18) shows, that at the same location of the profile within the cross-section, the shear resistance will be used only in 20%.

There were applied in beams 104, 105 and 106 open-work profiles with vertical batten plates of cross-section of $10 \times 50 \text{ mm}$ and $f_{yk} = 308 \text{ MPa}$, spacing every 200 mm. It could be assumed, that these beams contained the transverse reinforcement in form of two-arms stirrups spacing every 245 mm and flat irons of the cross-section of 500 mm^2 . Whole shear reinforcement ratio ρ_w was then 0,0075, but for stirrups only – 0,00105.

Przyjmując za Leonhardtem [2], że przyrost naprężeń (odkształceń) w zbrojeniu poprzecznym jest zgodny z analogią kratownicową Mörscha według wzoru:

$$\sigma_{sw} = \frac{\tau - \tau_{cr}}{\rho_w} \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_{sw} = \frac{\tau - \tau_{cr}}{\rho_w E_s} \quad (2.20)$$

i zakładając, że w przenoszeniu siły poprzecznej uczestniczą, w jednym wypadku jedynie strzemiona, a w drugim strzemiona i płaskowniki, to obliczeniowy przyrost odkształceń będzie przedstawiał się jak na rys. 2.18b. Z takiego porównania wynika, że udział płaskowników w przenoszeniu siły poprzecznej nie jest jednoznaczny. W belkach 104 i 106, w których zarysowanie ukośne wystąpiło dopiero przy sile około 420-430kN, po zarysowaniu można zaobserwować udział przewiązek w przenoszeniu siły poprzecznej, choć w belce 106 po krótkim okresie współdziałania następuje szybki przyrost odkształceń. Jest to naszym zdaniem spowodowane brakiem zakotwienia przewiązki w strefie rozciąganej. Połączenie przewiązek z płaskownikiem tego zakotwienia nie zapewniło. Z kolei w belce 105, w której zarysowanie ukośne wystąpiło przy sile 240kN udział, choć niepełny, zbrojenia w postaci przewiązek jest ewidentny. O fakcie, że przewiązki we wszystkich analizowanych wypadkach muszą uczestniczyć w przenoszeniu siły poprzecznej świadczy także analiza nośności. Nośność na ścinanie przy uwzględnieniu jedynie zbrojenia poprzecznego w postaci strzemion wynosi:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw} f_{yw}}{s_l} z \cot(\Theta) \quad (2.21)$$

Dla strzemion dwuciętych $\varnothing 8$ o $A_{sw}=100\text{mm}^2$ i $f_{yw}=590\text{MPa}$ przy rozstawie 245mm i $z\approx 350\text{mm}$ oraz przy założeniu, że $V_{Rd3}=V_{u,\text{test}}\approx 500\times 10^3\text{N}$ jako, że elementy zniszczyły się na zginanie otrzymujemy $\cot(\Theta)=5,9$. Ta wartość $\cot(\Theta)$ odpowiada stopniu zabezpieczenia na ścinanie $\eta=0,17$. Z badań Leonhardta, Walthera [6] wynika, że granicznym stopniem zabezpieczenia na ścinanie, przy którym może być jeszcze osiągnięta nośność zginania jest $\eta\approx 0,3 \Rightarrow \cot(\Theta)=3,33$. Stąd wniosek, że same strzemiona nie mogły zapewnić osiągnięcia nośności na zginanie. Te same obliczenia przeprowadzone z uwzględnieniem także zbrojenia w postaci przewiązek prowadzą do wartości $\cot(\Theta)=1,47$, a więc stopnia zabezpieczenia na ścinanie $\eta=0,7$, co w pełni zabezpiecza osiągnięcie nośności zginania.

Uplastycznienie strzemion w belkach 102, 103 i 105 miało swoje odzwierciedlenie w szerokości rozwarcia rys ukośnych. Dla porównania pokazano szerokości rozwarcia rys ukośnych w belkach 101, 104 i 106 (rys. 2.19).

W belkach, w których dolna krawędź profilu stalowego znajdowała się poniżej cięgien sprężających, w zakresie poziomu obciążeń eksploatacyjnych $F\approx 160\text{kN}$, rys ukośnych nie stwierdzono.

Assuming, by Leonhardt [2], that the stresses (strains) increase in the transverse reinforcement is adequate to the Mörsch's truss model, by the equation:

$$\sigma_{sw} = \frac{\tau - \tau_{cr}}{\rho_w} \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_{sw} = \frac{\tau - \tau_{cr}}{\rho_w E_s} \quad (2.20)$$

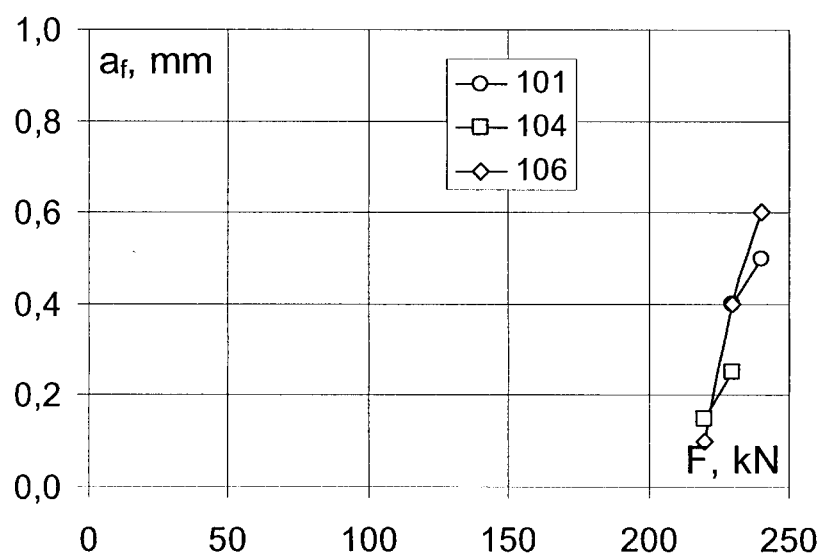
and granted that in the shear force resistance contribute, in one case, only stirrups and in the second one – stirrups and flat steel, then calculated strain increase will be presented as in Fig. 2.18b. It results from such a comparison, that the contribution of flat steel in the shear resistance is not explicit. There can have been observed the batten plates contribution in shear force resistance after cracking in beams 104 and 106 in which diagonal cracking appeared just at the force of about 420-430kN, in spite of the fact that there is the fast strains increase in the beam 106. after the short cooperation period. In our opinion, it is due to the lack of the batten plate anchorage in the tensile zone. The connection of the batten plates with the flat steel did not assure such an anchorage. Next, in the beam 105, in which diagonal cracking appeared just at the force of 240kN, the contribution of the reinforcement in form of batten plates is visible, but not full. The fact, that batten plates contribute in the shear resistance in all analysed cases is testified also by the capacity analysis. Shear resistance, regarding only the transverse reinforcement in form of stirrups, is:

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw} f_{yw}}{s_l} z \cot(\Theta) \quad (2.21)$$

For the two-arms stirrups $\varnothing 8$ of $A_{sw}=100\text{mm}^2$ and $f_{yw}=590\text{MPa}$, at spacing 245mm and $z\approx 350\text{mm}$, assuming, that $V_{Rd3}=V_{u,\text{test}}\approx 500\times 10^3\text{N}$, where elements failed in bending, we obtain $\cot(\Theta)=5,9$. That value of $\cot(\Theta)$ is adequate to the shear secure ratio $\eta=0,17$. From the investigations of Leonhardt, Walter [6] results, that the limit shear secure ratio, at which the bending capacity may be reached, is equal $\eta\approx 0,3 \Rightarrow \cot(\Theta)=3,33$. The conclusion from this is, that nothing but stirrups could not make sure the bending capacity achievement. The same calculations carried out regarding also the reinforcement in form of batten plates are leading to the value $\cot(\Theta)=1,47$, so to the shear secure ratio $\eta=0,7$, which fully assures the bending capacity achievement.

Yielding of the stirrups in beams 102, 103 and 105 had its reflection in diagonal crack width. There were shown for comparison the diagonal crack widths in beams 101, 104 and 106 (Fig. 2.19).

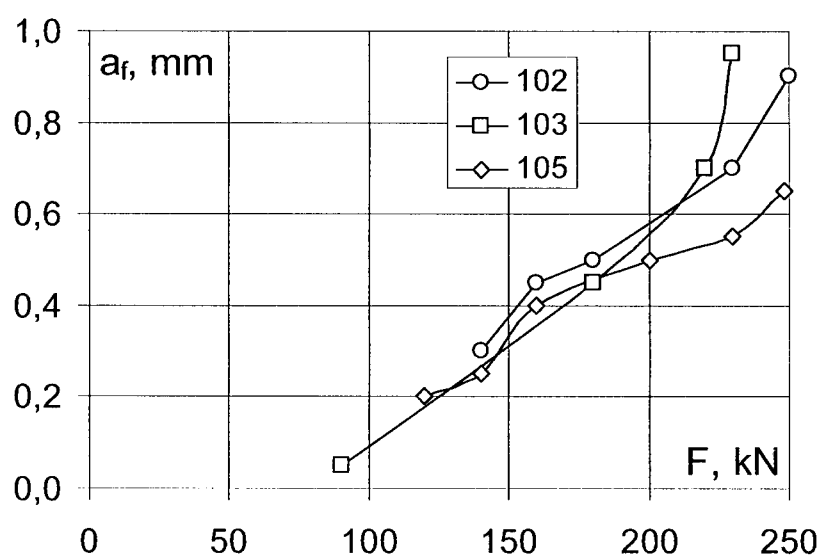
There were no observed any diagonal cracks in beams, in which the bottom steel profile edge was below of prestressing tendons, in the range of exploitation load of $F\approx 160\text{kN}$.



Rys. 2.19. Szerokość rozwarcia rys ukośnych
Fig. 2.19. Diagonal cracks width

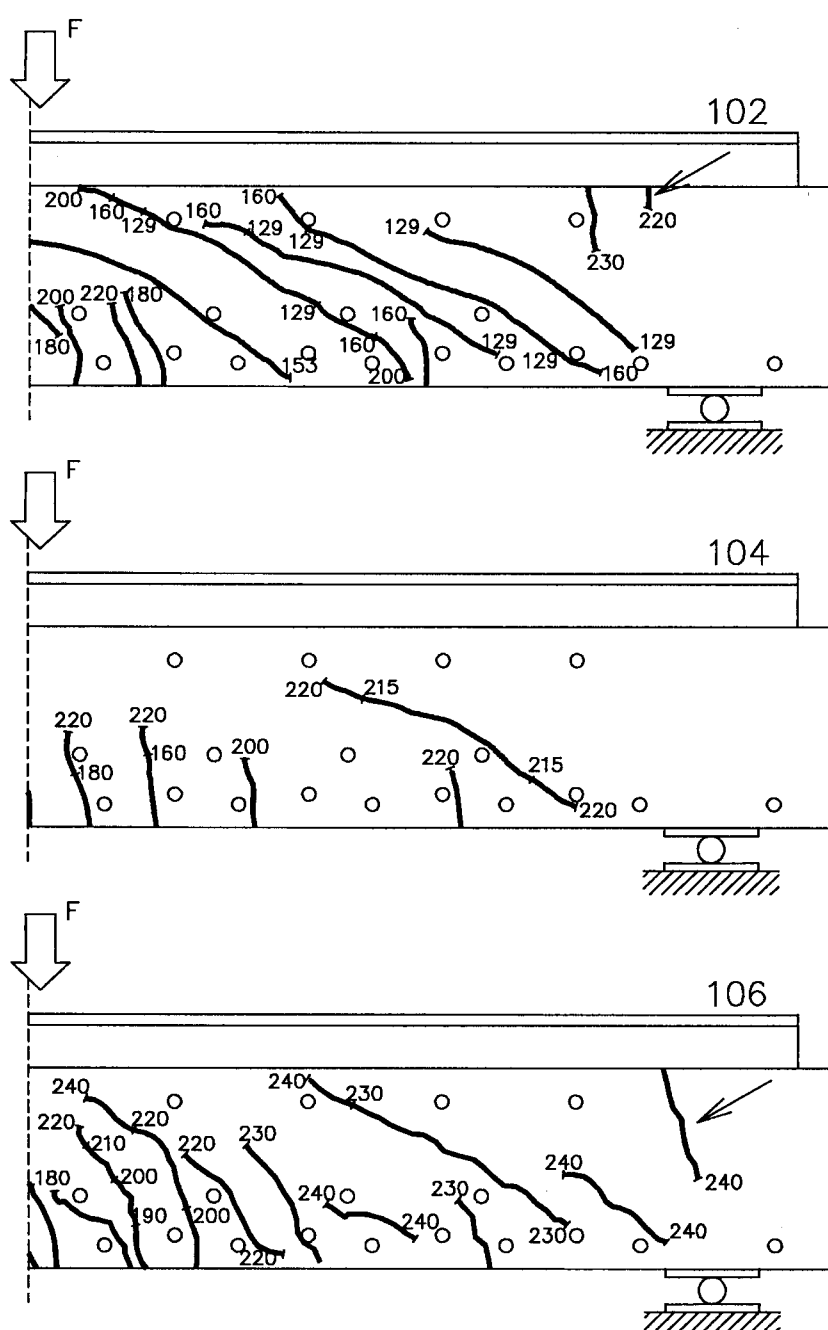
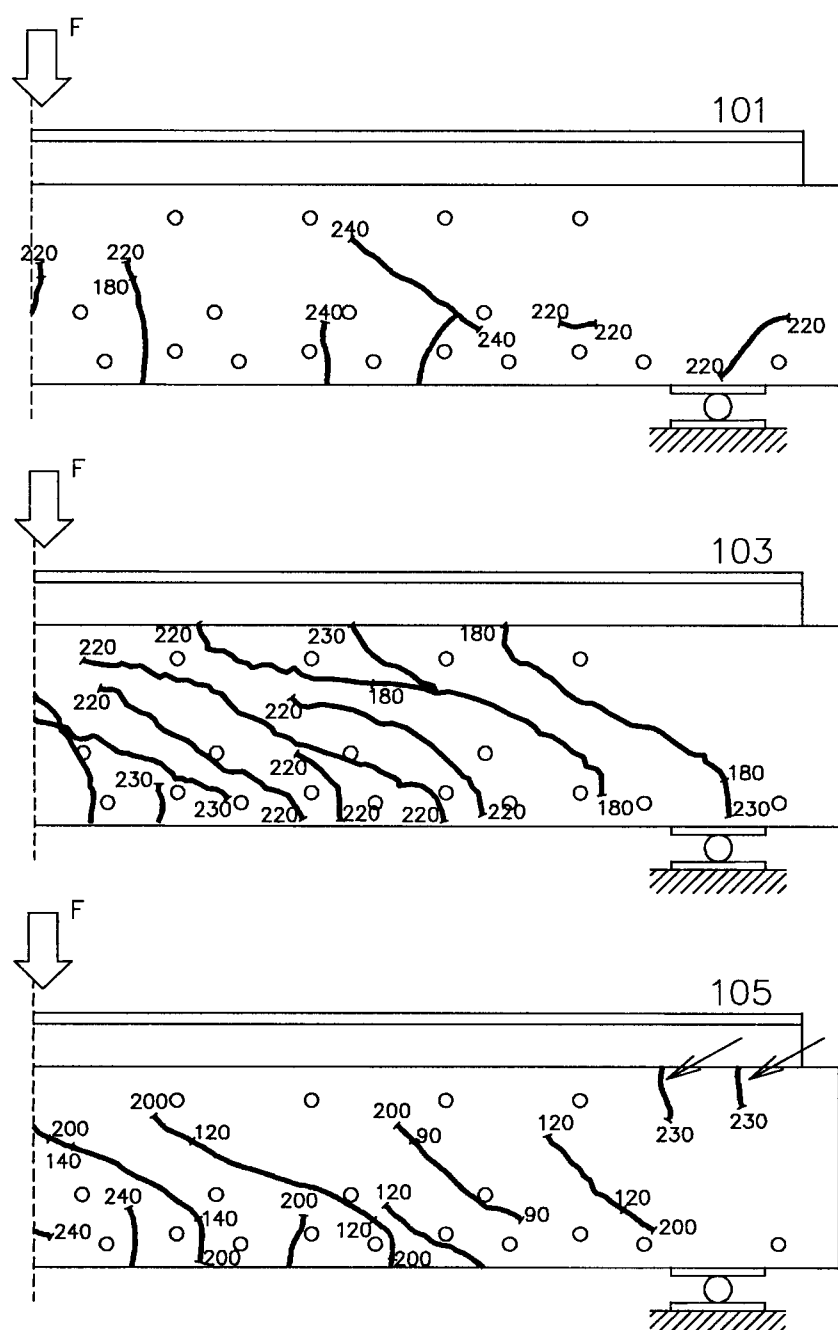
W belkach, w których dolna krawędź profilu stalowego znajdowała się powyżej cięgien sprężających, szerokość rozwarcia rys ukośnych w zakresie obciążeń eksploatacyjnych wynosiła od 0,2 do 0,4 mm.

Kąt pochylenia rys ukośnych wynosił od 30° do 45° (rys. 2.20).



The diagonal crack width in beams, in which the bottom steel profile edge was above the prestressing tendons, figured out from 0,2 to 0,4 mm in the exploitation loading range.

The diagonal cracks inclination angle was from 30° to 45° (Fig. 2.20).



Rys. 2.20. Obraz zarysowania
Fig. 2.20. The crack pattern

Charakterystyczne są rysy powstałe w strefie teoretycznie beznaprężeniowej w belkach 102, 105 i 106 (zaznaczone strzałką). Wydaje się, że przyczyną powstania tych rys jest oddziaływanie krzyżulca ściskanego na zbrojenie strefy ściskanej betonu, które powoduje powstanie naprężeń rozciągających w tym zbrojeniu. Rysy te powstały tuż przed zniszczeniem elementów i miały niewielką szerokość rozwarcia rzędu 0,05 – 0,10mm.

2.3.3. Strefa „czystego” zginania

W strefie „czystego” zginania prowadzono pomiary odkształceń tensometrami elektrooporowymi, tensometrem mechanicznym i czujnikami indukcyjnymi. Bazy pomiarowe były rozmieszczone odpowiednio zgodnie z rys. 2.8, 2.9 i 2.11.

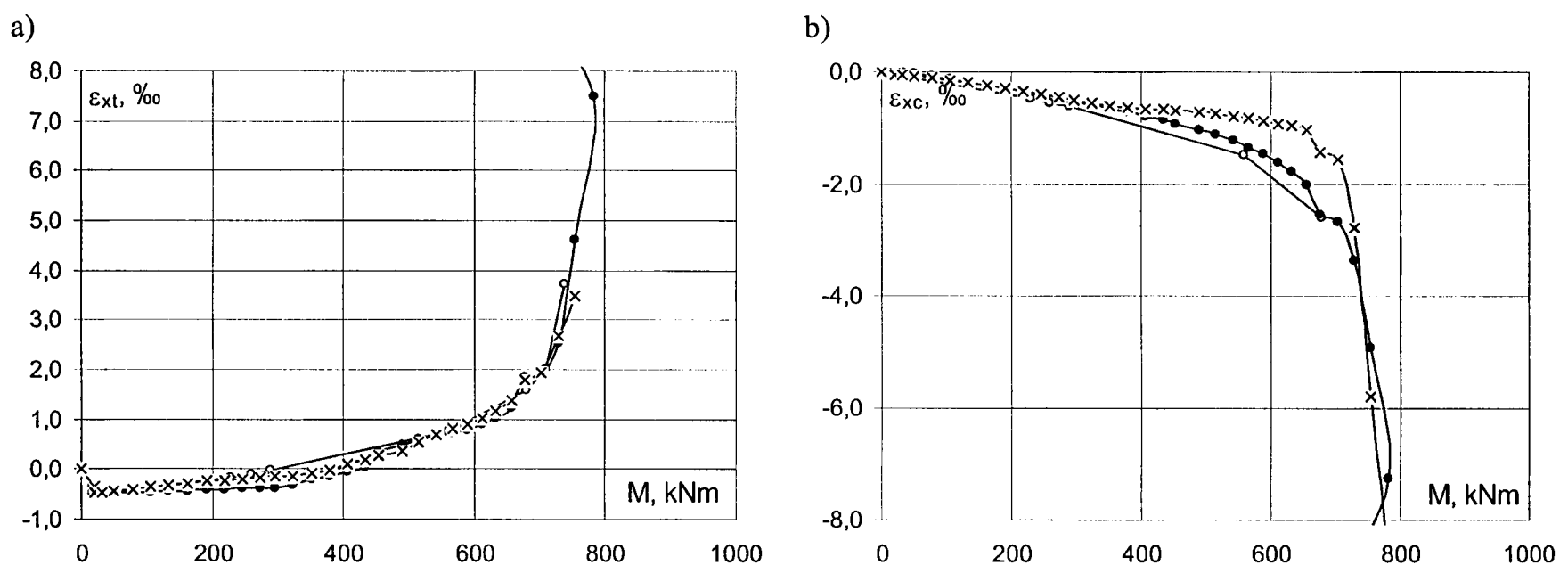
Pomiary wykonane za pomocą tych trzech niezależnych systemów zostały przedstawione na rys. 2.21 do 2.26.

The characteristic cracks appeared in the theoretical unstressed zone in beams 102, 105 and 105 (marked by little arrow). It seems, that reason of such cracks is the influence of the concrete compression strut on the reinforcement of the concrete compression zone, that causes the tensile stresses in this reinforcement. Such cracks appeared immediately before the failure of the elements and were of small width equal about 0,05 – 0,10mm.

2.3.3. Zone of “pure” bending

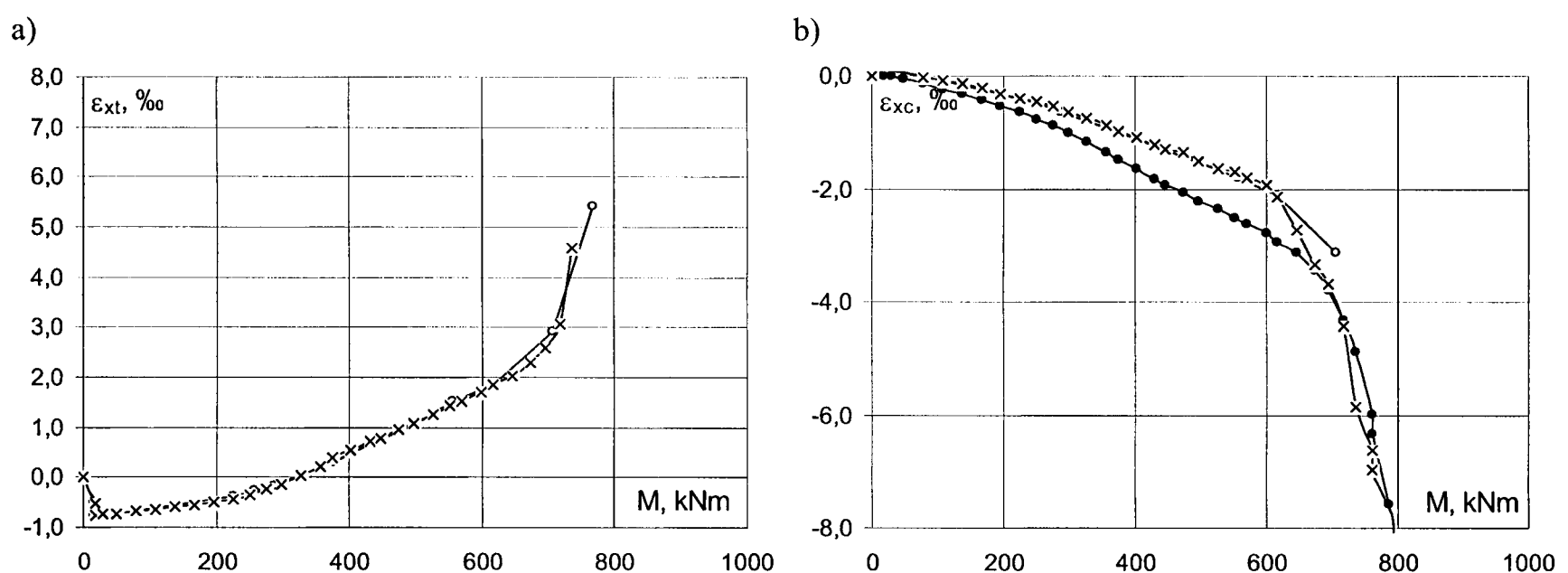
There were carried out measurements of the strains using electric resistance strain gauges, mechanical extensometer and induction meters. Measuring bases were placed adequately in accordance with figures 2.8, 2.9 and 2.10.

The measurements which were made using these three independent systems, are shown in figures 2.21 to 2.26.



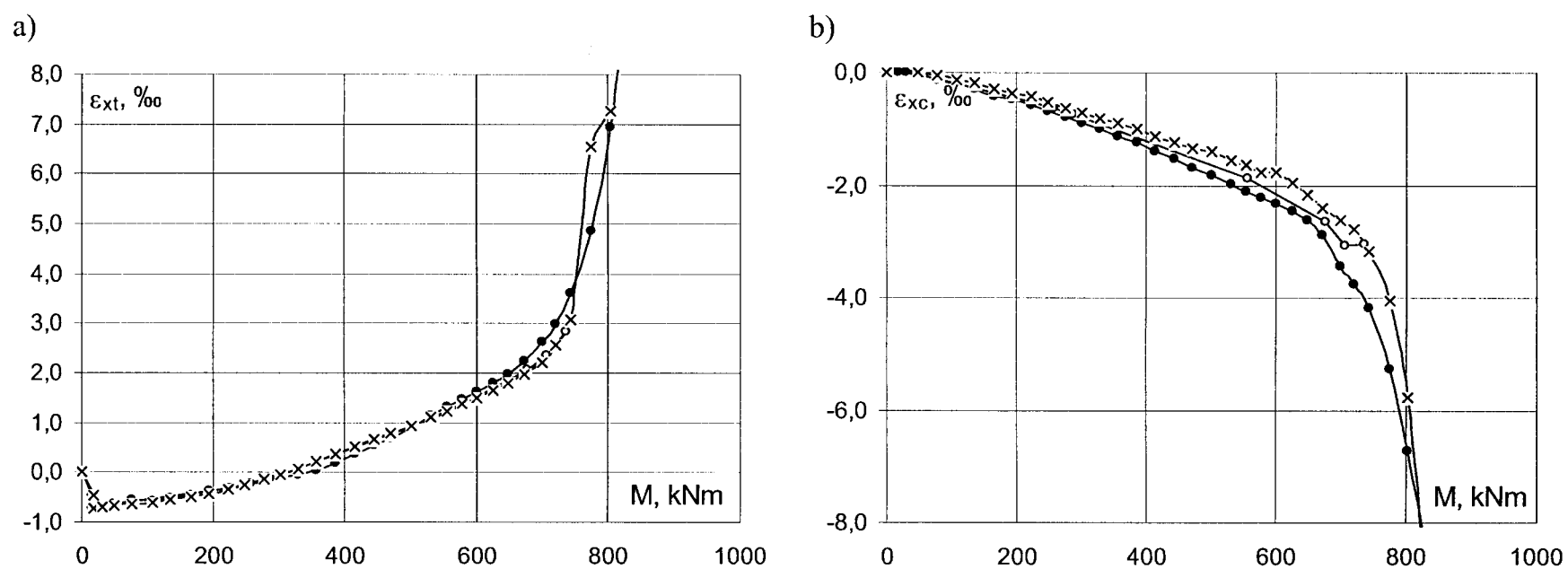
Rys. 2.21. Belka 101, odkształcenia ϵ_x : a) strefa rozciągana, b) strefa ściskana (○ – tensometr mechaniczny, × – tensometry elektrooporowe, ● – czujniki indukcyjne)

Fig. 2.21. Beam 101, strains ϵ_x : a) tension zone, b) compression zone (○ – mechanical tensometer, × – electric resistance strain gauges, ● – induction meters)

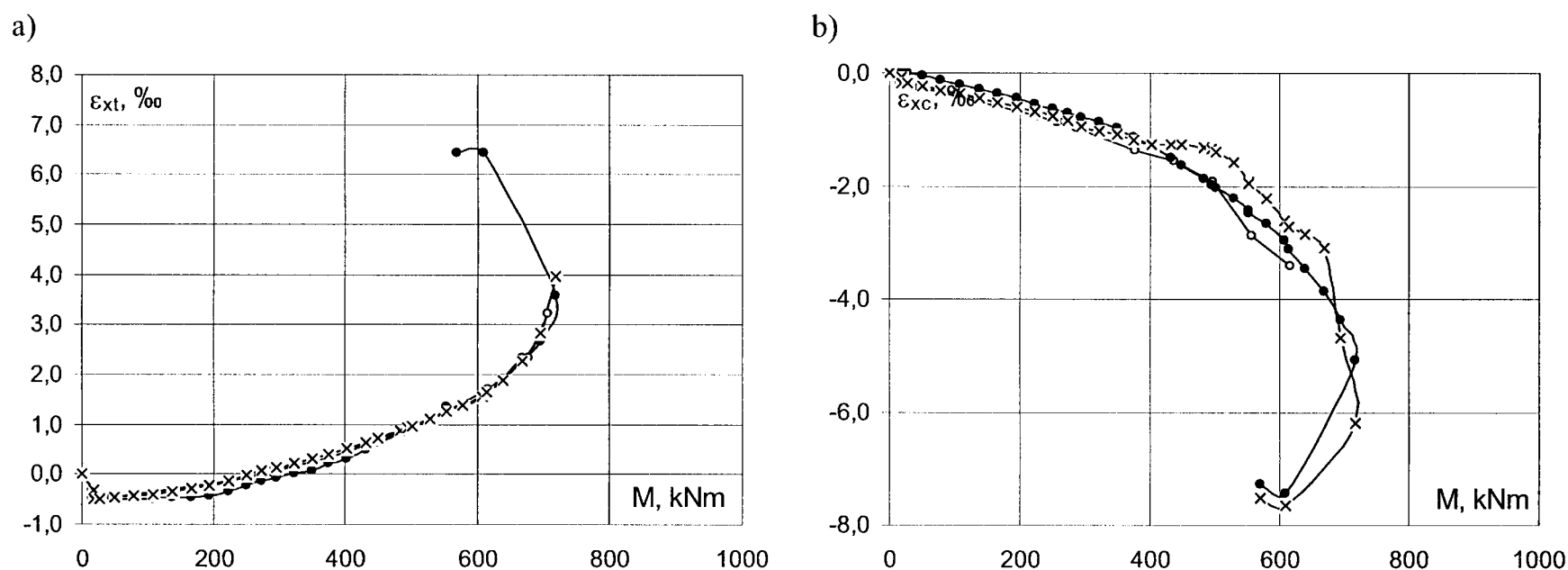


Rys. 2.22. Belka 102, odkształcenia ϵ_x : a) strefa rozciągana, b) strefa ściskana (○ – tensometr mechaniczny, × – tensometry elektrooporowe, ● – czujniki indukcyjne)

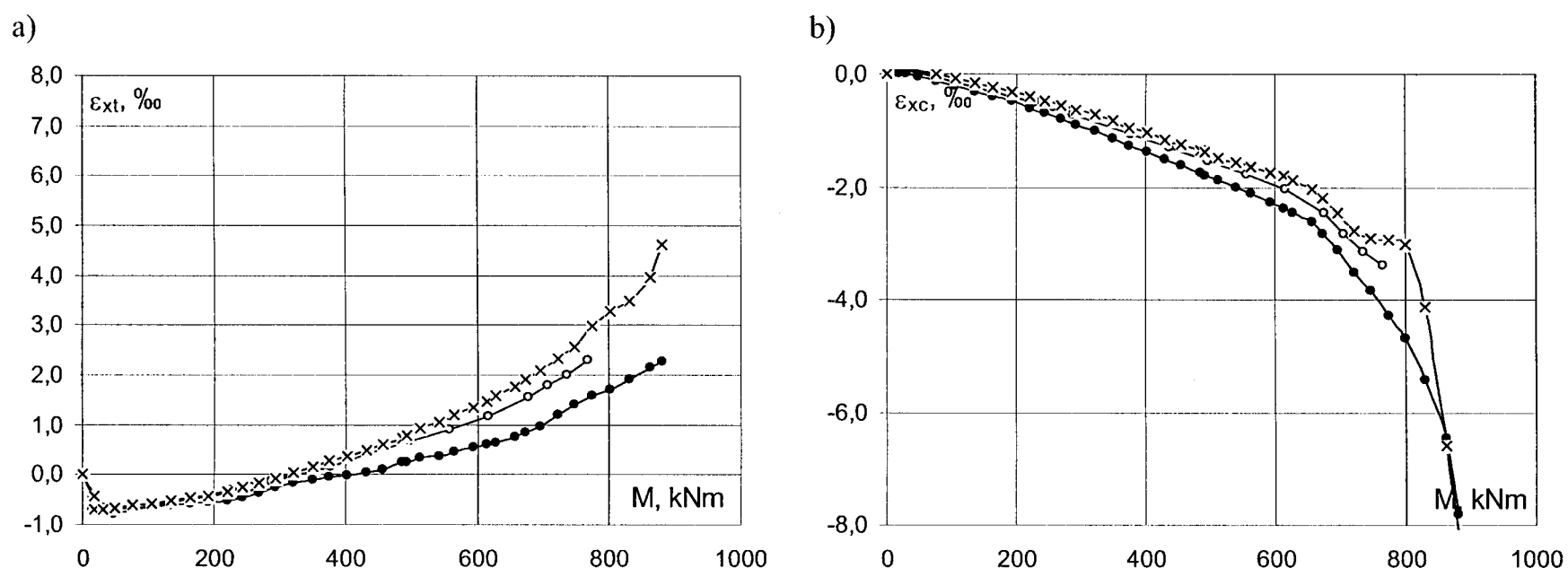
Fig. 2.22. Beam 102, strains ϵ_x : a) tension zone, b) compression zone (○ – mechanical tensometer, × – electric resistance strain gauges, ● – induction meters)



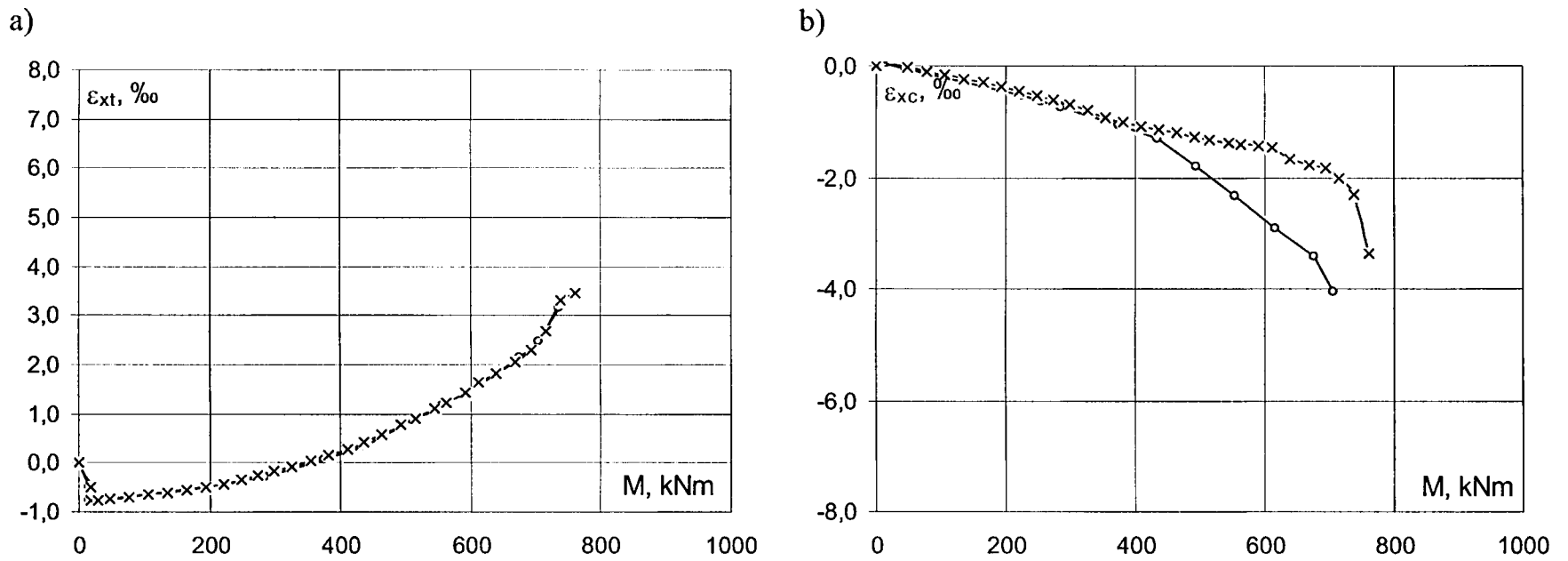
Rys. 2.23. Belka 103, odkształcenia ϵ_x : a) strefa rozciągana, b) strefa ściskana (○ – tensometr mechaniczny, ✕ – tensometry elektrooporowe, ● – czujniki indukcyjne)
 Fig. 2.23. Beam 103, strains ϵ_x : a) tension zone, b) compression zone (○ – mechanical tensometer, ✕ – electric resistance strain gauges, ● – induction meters)



Rys. 2.24. Belka 104, odkształcenia ϵ_x : a) strefa rozciągana, b) strefa ściskana (○ – tensometr mechaniczny, ✕ – tensometry elektrooporowe, ● – czujniki indukcyjne)
 Fig. 2.24. Beam 104, strains ϵ_x : a) tension zone, b) compression zone (○ – mechanical tensometer, ✕ – electric resistance strain gauges, ● – induction meters)



Rys. 2.25. Belka 105, odkształcenia ϵ_x : a) strefa rozciągana, b) strefa ściskana (○ – tensometr mechaniczny, ✕ – tensometry elektrooporowe, ● – czujniki indukcyjne)
 Fig. 2.25. Beam 105, strains ϵ_x : a) tension zone, b) compression zone (○ – mechanical tensometer, ✕ – electric resistance strain gauges, ● – induction meters)



Rys. 2.26. Belka 106, odkształcenia ϵ_x : a) strefa rozciągana, b) strefa ściskana (○ – tensometr mechaniczny, × – tensometry elektrooporowe, ● – czujniki indukcyjne)
 Fig. 2.26. Beam 106, strains ϵ_x : a) tension zone, b) compression zone (○ – mechanical tensometer, × – electric resistance strain gauges, ● – induction meters)

Na podstawie pomiarów odkształceń (wartości uśrednione z trzech niezależnych systemów pomiarowych) wyznaczono wartości krzywizn według wzoru:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{xt} + \epsilon_{xc}}{y} \quad (2.22)$$

w którym:

ϵ_{xt} , ϵ_{xc} - odkształcenia w strefie rozciąganej, ściskanej
 y - odległość między bazami pomiarowymi równa 360mm

i porównano je z krzywiznami wyznaczonymi na podstawie metody Czkwianianca, Kamińskiej [4]. W metodzie tej uwzględnia się nieliniowe zależności $\sigma_c - \epsilon_c$ dla betonu z uwzględnieniem „tension stiffening” dla betonu rozciąganego oraz rzeczywiste, na podstawie próby zrywania, zależności dla stali zbrojeniowej $\sigma_s - \epsilon_s$. Uzyskane rezultaty pokazano na rys. 2.27.

Bardzo dobrą zgodność pomiędzy wartościami obliczeniowymi a wartościami uzyskanymi z pomiarów obserwujemy dla belek 101, 102, 103 i 105. Niewielkie przesunięcie wykresów doświadczalnych w odniesieniu do obliczeniowych, w kierunku krzywizn ujemnych wynika z braku uwzględnienia w obliczeniach teoretycznych wpływu odkształceń reologicznych, które wystąpiły w elementach od ich sprężenia do badania.

Idealną zgodność teorii z doświadczeniem w belce 104 można obserwować do wartości momentu $M=500\text{kNm}$, co stanowi około 70% wartości momentu niszczącego uzyskanego w badaniach i zaledwie 53% wartości obliczeniowego momentu niszczącego. Nie znajduje się racjonalnych powodów, aby uzasadnić tak znaczącą niezgodność pomiędzy teorią a doświadczeniem w tej końcowej fazie wyczerpania.

Można natomiast uzasadnić mniejszą rozbieżność pomiędzy teorią a doświadczeniem w belce 106, po przekroczeniu wartości $M=600\text{kNm}$. W tej belce w stalowym profilu stalowym zastosowano w pasie dolnym pionowy płaskownik. Takie rozwiązanie nie okazało się właściwe, gdyż szczególnie w strefie przypodporowej nie zapewniało należytego zakotwienia pionowych łączników w strefie rozciąganej.

There were calculated the values of curvature on the ground of the strain measurements (average values from three independent measurements systems) by the equation:

$$\kappa = \frac{\epsilon_{xt} + \epsilon_{xc}}{y} \quad (2.22)$$

where:

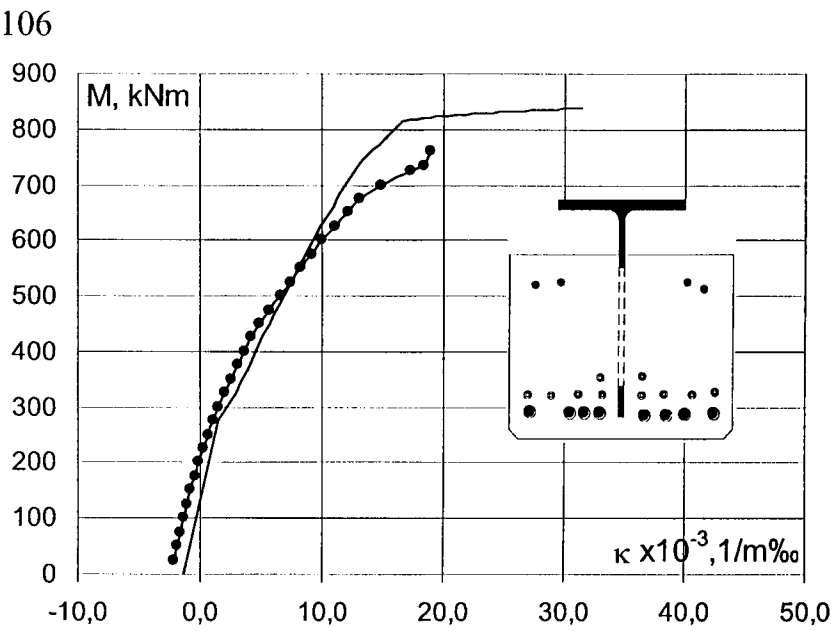
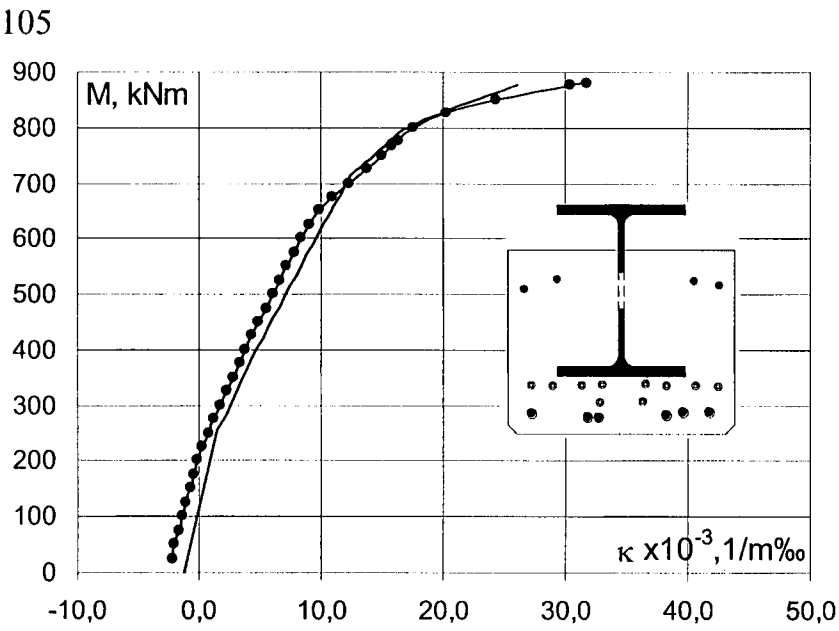
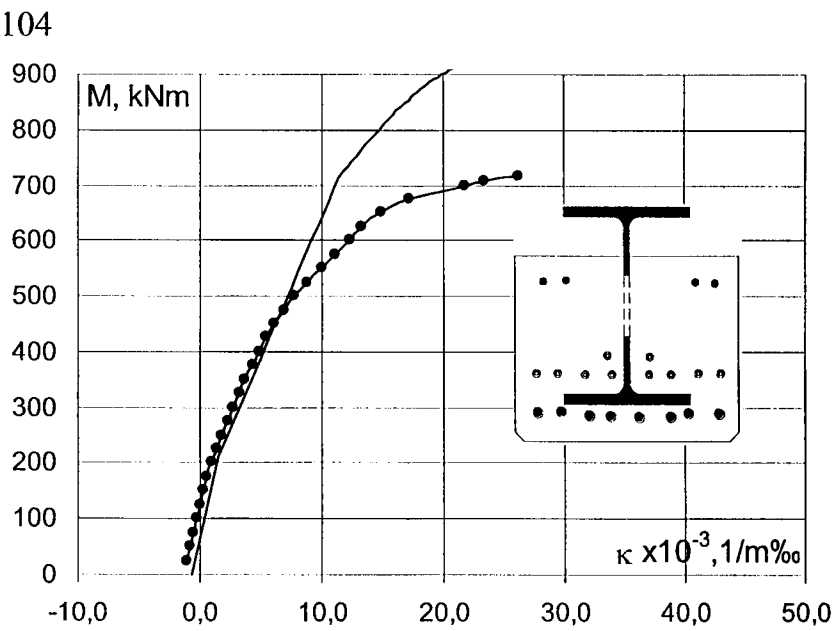
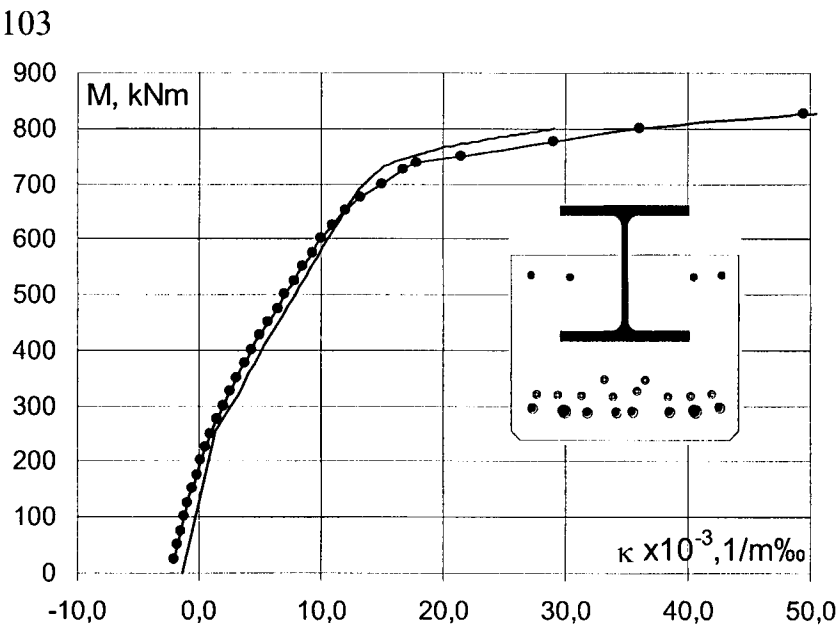
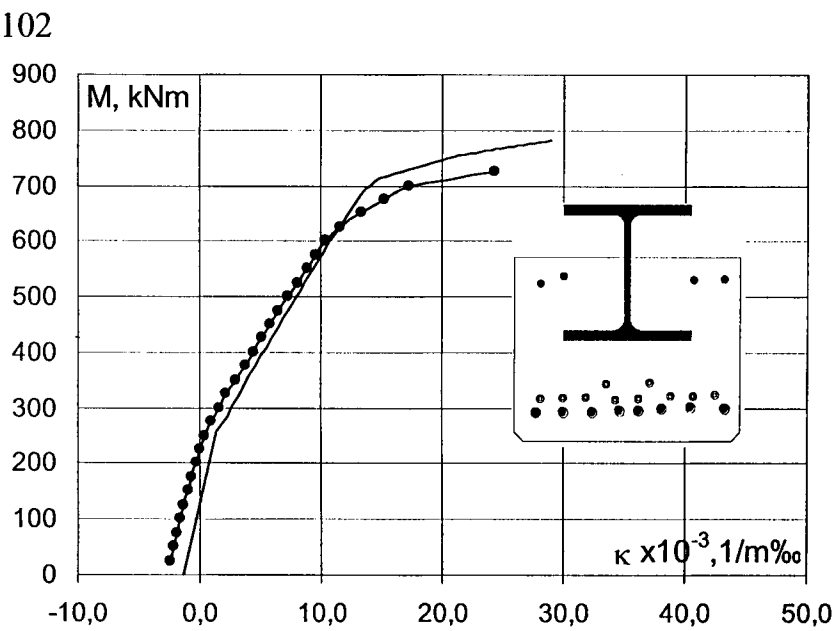
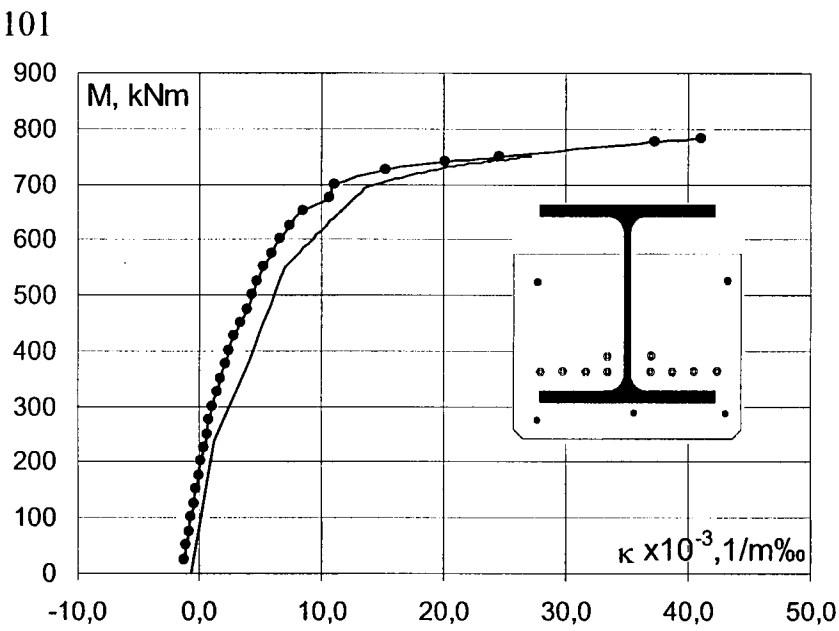
ϵ_{xt} , ϵ_{xc} - strains in the tension and compression zone,
 y - distance between the measuring bases equals 360mm

and they were compared with values obtained by the method of Czkwianianc, Kamińska [4]. There are taken into account in this method the non-linear relation $\sigma_c - \epsilon_c$ for concrete, regarding “tension stiffening” for tensioned concrete and real, based on the rupture test, relation $\sigma_c - \epsilon_c$ for reinforcing steel. The results obtained are shown in Fig. 2.27.

We observe a very good agreement between calculated and measured values for the beams 101, 102, 103 and 105. Small shift of the experimental diagrams comparing with calculated, in the direction of minus curvatures results from on taking into consideration in theoretical calculations the influence of the rheological strains, which took place in the elements between prestressing and the time of test.

The ideal agreement theory with experiment in the case of the beam 104 we can observe till the moment achieves values of $M=500\text{kNm}$, which is about 70% of the failure moment obtained in tests and only 53% of the calculated moment at failure. There is no rational causes, to prove such a significant disagreement between theory and experiment in this final phase of effort.

But we can prove less disagreement between theory and test in case of beam 106, beyond the value of $M=600\text{kNm}$. There was used in this beam vertical flat iron in the bottom chord of openwork profile. Such a solution appeared to be not correct, because it did not ensure the proper anchorage of the vertical connectors in the tension zone, especially in the support region.



Rys. 2.27. Zależność $M - \kappa$ – wartości obliczeniowe i doświadczalne
 Fig. 2.27. Relationship $M - \kappa$ –calculated and test values

2.3.4. Nośność elementów

Wszystkie belki zniszczyły się na zginanie. Porównanie doświadczalnych i obliczeniowych momentów niszczących przedstawiono w tabl. 2.9. Wartości obliczeniowe określono dwiema metodami – metodą uwzględniającą nieliniowe zależności materiałowe betonu i stali oraz drugą przy założeniu modelu ciała sztywno – plastycznego, z pełnym zespoleniem. W metodzie nieliniowej przyjęto hipotezę płaskiego przekroju i rzeczywiste (z próby rozciągania) zależności $\sigma - \varepsilon$ dla stali. W modelu ciała sztywno – plastycznego przyjęto jako wytrzymałość stali pasywnej i kształtowej ich granice plastyczności R_e (tabl. 2.1 i 2.2), dla stali sprężającej przyjęto wytrzymałość równą 0,9 wytrzymałości charakterystycznej, zaś dla betonu wytrzymałości w jednoosiowym stanie naprężenia równą $0,8f_{c,cube}$.

Tablica 2.9. Momenty niszczące w kNm
Table 2.9. Failure moments in kNm

wielkości charakterystyczne characteristic quantities	101	102	103	104	105	106
M_u^{test}	781	784	826	716	884	759
$M_u^{cal,nl}$	750	781	798	923	875	838
$M_u^{cal,rig,pl}$	790	822	843	971	914	851
$M_u^{cal,nl} / M_u^{test}$	0,96	1,00	0,97	1,29	0,99	1,10
$M_u^{cal,rig,pl} / M_u^{test}$	1,01	1,05	1,02	1,36	1,03	1,12
$M_u^{cal,rig,pl} / M_u^{cal,nl}$	1,05	1,05	1,06	1,05	1,04	1,02

Przyjęcie modelu ciała sztywno – plastycznego zawyża nośność przekroju na zginanie w odniesieniu do metody nieliniowej o około 5%. Ma to miejsce nawet przy tak nietypowym usytuowaniu zbrojenia w postaci kształtownika stalowego, jak w wypadku belek 102 i 103. Można więc uznać, że prosta pod względem rachunkowym metoda oparta na założeniu ciała sztywno – plastycznego może być stosowana w obliczeniach stanu granicznego nośności.

Mniejszą doświadczalną nośność belki 106 w porównaniu z obliczeniami można wytłumaczyć, jak już wspomniano wyżej, zastosowaniem płaskownika w pasie dolnym profilu stalowego. Takie rozwiązanie nie zapewniło należytego zespolenia strefy ściskanej z rozciąganą.

Brak jest natomiast wytłumaczenia zdecydowanie niższej nośności, o około 30%, w porównaniu do obliczeń w belce 104. Zniszczenie tej belki nastąpiło wskutek zmiażdżenia betonu w strefie ściskanej – rys. 2.28.

W momencie zniszczenia, odkształcenia w strefie rozciąganej wynosiły około 4‰, zaś w strefie ściskanej około 6‰, a moment niszczący 716kNm. Z analizy nieliniowej wynika, że przy odkształceniach w strefie ściskanej równych 6‰, odkształcenia w strefie rozciąganej wynoszą 3,7‰. Przy tych odkształceniach moment niszczący wynosi 923kNm. Pełna zgodność teorii z doświadczeniem w odniesieniu do odkształceń nie pokrywa się ze zgodnością momentów. W żaden rozsądny sposób ten fakt nie daje się wytłumaczyć.

2.3.4. Load carrying capacity of the elements

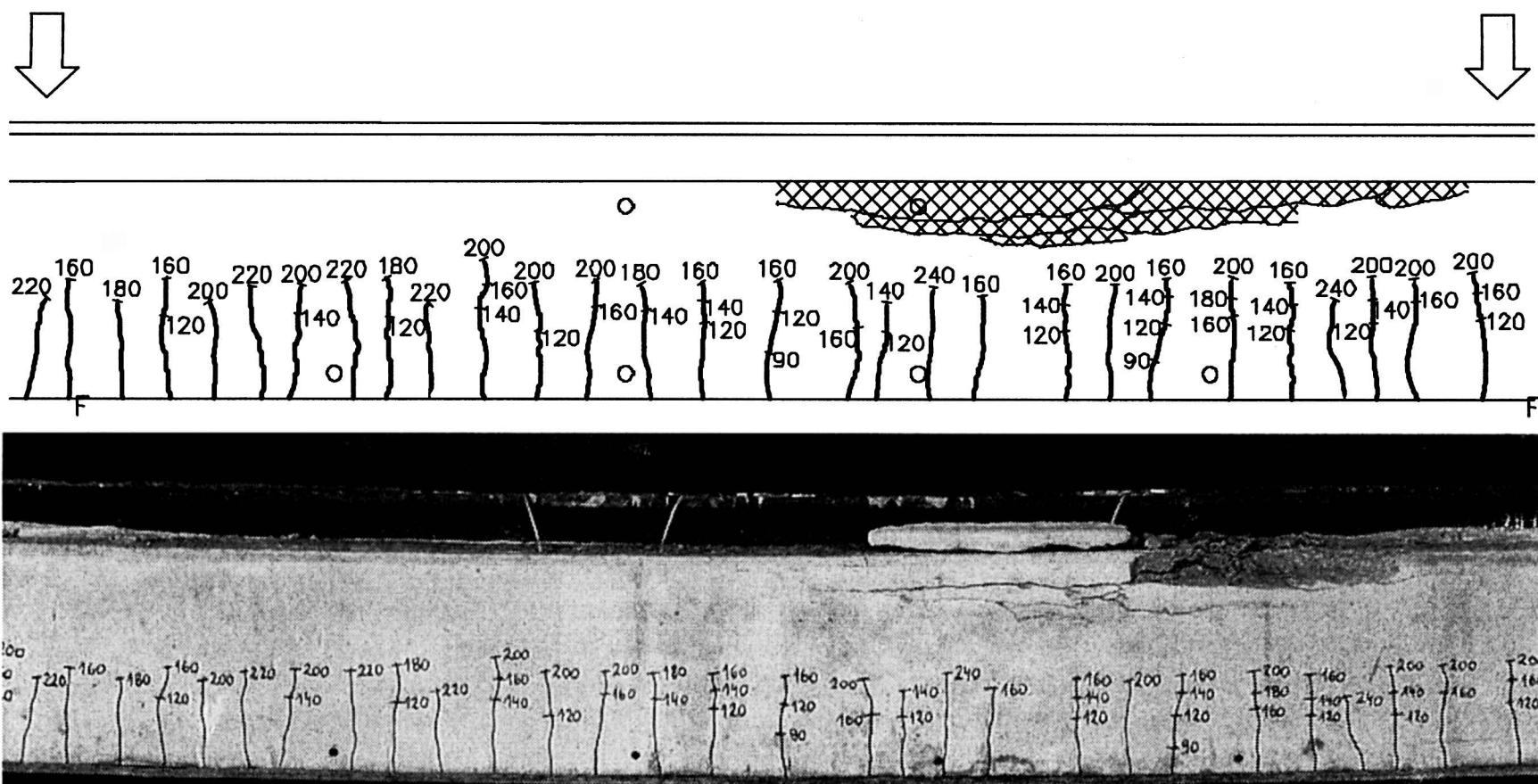
All beams failed in bending. Comparison of experimental and calculated failure moments is presented in table 2.9. The calculated values were defined by two methods – one method which takes into consideration non-linear material relationship of concrete and steel and second one under the assumption of the model of rigid – plastic body, with full connexion. In the non-linear method there was assumed the flat cross-section hypothesis and the real (from the tension test) relationships $\sigma - \varepsilon$ for steel. In the rigid – plastic body model there were assumed as the strength R_r (table 2.1 and 2.2), for prestressing steel there was assumed the strength equals 0,9 of the characteristic strength but for concrete – the strength in one-axis stress state equals $0,8f_{c,cube}$.

The assumption of the rigid – plastic model increases the bending capacity of the cross-section in related to the non-linear method of about 5%. It takes place even by such a not typical layout of the reinforcement in form of steel profile, as in case of the beams 102 and 103. Thus, it can be admit, that such a method, simple on the score of calculation, based on the assumption of rigid – plastic body, can be applied in the calculation of the ultimate limit state.

The lower experimental capacity of the beam 106 comparing width calculations could be explain, like it was mentioned previous, by using the plat iron in the bottom chord of the openwork profile. Such a solution did not ensure proper connection of the compression zone with the tension zone.

On the other hand there is lack of explanation of the fact of definitely lower capacity, of about 30% in comparison with calculation, in beam 104. The failure of this beam took place because of concrete crushing in the compression zone – fig. 2.28.

At he moment of failure, strains in the tension zone were about 4‰, and in the compression zone – about 6‰., failure moment was 716kNm. From the non-linear analysis results, that at the strains in the compression zone equal 6‰, strains in the tension zone was 3,7‰. Full agreement the theory with the experiment in relation to the strains does not cover the agreement of moments. There no reasonable explanation of this fact.



Rys. 2.28. Obraz zniszczenia – belka 104

Fig. 2.28. The failure picture

2.4. Podsumowanie badań serii I

Badania belek serii I potwierdziły skuteczność zastosowanego zbrojenia w strefie zakotwienia. Strzemiona pionowe, pręty poziome usytuowane prostopadle do profilu stalowego oraz czołowe pręty poziome w kształcie litery U, usytuowane równomiernie na wysokości przekroju betonowego, zapewniły pełne zespolenie profilu stalowego z betonem. Odcinek przekazania siły sprężającej na beton i profil stalowy był zgodny z obserwacjami normowymi.

Badania wykazały, że ze względu na zużycie stali, najbardziej racjonalnym, uzasadnionym ekonomicznie, jest zastosowanie stalowego profilu z pasem górnym w postaci 1/2 HEB, z pasem dolnym dobrze zakotwionym w strefie rozciąganej i z pionowymi łącznikami z płaskowników stalowych. Pas dolny profilu stalowego winien znajdować się poniżej cięgien sprężających. Takie usytuowanie profilu stalowego zapewnia znaczne opóźnienie pojawiania się rys ukośnych. Udowodniono także, że łączniki pionowe w postaci płaskowników pełnią rolę strzemion pionowych w przenoszeniu siły poprzecznej.

Nośność przekroju na zginanie może być wyznaczona przy założeniu, że w stali pasywnej zostaje osiągnięta granica plastyczności, że dla kształtownika przyjmujemy model ciała sztywno – plastycznego, że w stali sprężającej naprężenia przy zniszczeniu osiągają poziom $0,9f_{pk}$, a w betonie wytrzymałość w jednoosiowym stanie naprężenia równą $0,8f_{c,cube}$. Ta wyznaczona nośność może być przeszacowana maksymalnie o 5%.

2.4. Summary of the series I tests

The tests of series I beams confirmed the efficiency of the application of such the reinforcement as was used in the anchorage zone. Vertical stirrups, horizontal bars placed vertically against the steel profile and the frontal horizontal bars in form of letter U, placed uniformly on the concrete section height, ensured full connection of the steel profile with concrete. The length of the transmission of the prestressing force to the concrete and steel profile was consistent with the standard calculation

The experiments demonstrated, that because of steel use, the most reasonable and economic is the application of openwork steel profile with top chord in form of 1/2 HEB220 and bottom chord well anchored in the tension zone and vertical connectors as flat irons. Bottom chord of the openwork profile should be placed lower than prestressing tendons. Such a layout of openwork profile ensure significant delay in diagonal cracks appearance. There was proved also, that vertical connectors is form of flat irons play the role of vertical stirrups in the carrying of shear force.

The bearing capacity in ending can be estimate under the strength in the passive steel, reached the yield strength in the passive steel, that we assume for the profile the rigid – plastic body model, and that the stresses in prestressing steel at failure achieve the level of $0,9 f_{pk}$, and in concrete the strength in one-axis stress state equals $0,8f_{c,cube}$. That calculated bearing capacity could be over-estimated maximum of 5%.

3. SERIA II – ELEMENTY ZESPOLONE CZĘŚĆ 1

3.1. Program badań

3.1.1. Założenia ogólne

O ile belki serii I charakteryzowały się jednym kształtem i wymiarem przekroju betonowego, zaś różnymi profilami stalowymi i ich usytuowaniem w przekroju betonowym, to w serii II zdecydowano się przyjąć jeden kształt i wymiary profilu stalowego, ale różne wymiary przekroju betonowego. Postanowiono także zdecydowanie zmniejszyć, w porównaniu do serii I, ilość zbrojenia zespalającego beton z profilem stalowym i zdecydowano się zmniejszyć ilość zbrojenia na ścinanie. Założono zatem, że belki nie osiągną pełnej nośności zginania, a tym samym przetestowano inne rodzaje zniszczenia takie, jak na rozwarstwienie czy ścinanie. Przyjęto, że profil stalowy będzie składał się z kształtownika HEB, pas dolny z teownika, a oba pasy połączone będą płaskownikami. Przyjęcie w psie dolnym teownika powinno zapewnić prawidłowe zakotwienie płaskowników w strefie rozciąganej. Według tych ogólnych zasad zostało zaprojektowanych 8 belek stanowiących część I badań serii II.

Wszystkie belki miały jednakową długość 6,36m (6,0m w świetle podpór), a więc taką samą jak w serii I, taki sam schemat statyczny belki wolnopodpartej i taki sam układ sił obciążających (porównaj rys. 2.1).

3.1.2. Zbrojenie elementów

Jako zbrojenie sztywne przyjęto profil stalowy składający się z 1/2 HEB220 (pas górny), teownika 80×80×9 (pas dolny) i łączników z płaskowników o grubości 10mm (rys. 3.1).

3. SERIES II – COMPOSITE ELEMENTS PART 1

3.1. Tests program

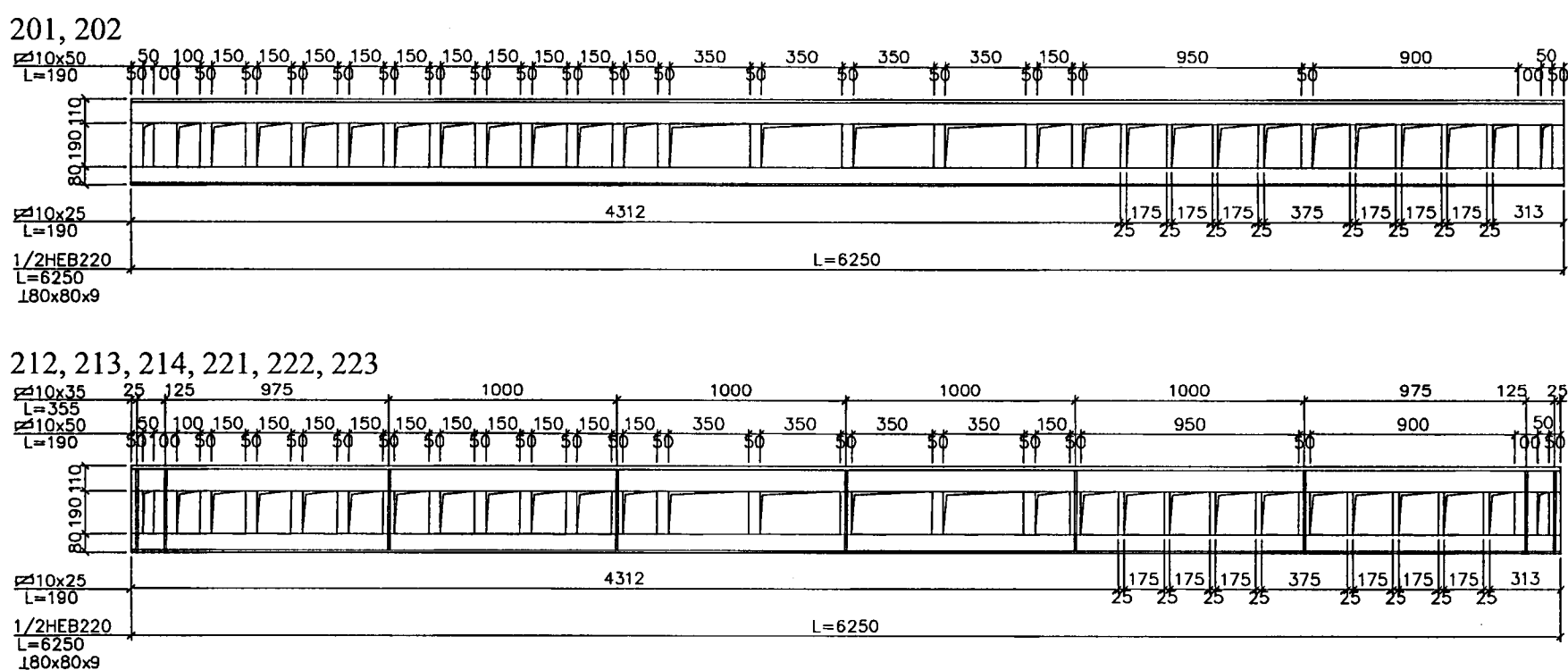
3.1.1. General assumption

While beams of series I were characterized by one shape and size of concrete cross-section, but various steel profiles and their different location in concrete cross-section, on the other hand in series II there was decided to assume one shape and size of steel profile but various dimensions of the concrete cross-section. There was decided also to decrease considerable, in comparison with series I, the amount of reinforcement which connects concrete with steel profile and to decrease the amount of shear reinforcement too. There was assumed therefore, that the beams do not reach full bending capacity and by that there were tested other kinds of failure, such as stratification or shear. There was assumed, that steel profile will consist of the HEB profile, bottom chord of the T-bar and both chords will be joined with the flat irons. The application in the bottom chord the T-bar should assure proper anchorage for the flat irons in the tensile zone. In this case, the reinforcement of these beams was designed in such a manner to obtain an achievement of full flexural capacity

All beams had the same length of 6,36m (6,0m in clear distance between the faces of the supports), so the same length as in series I and the same static scheme at the free-support beam and also the same scheme of the loading forces (see fir. 2.1).

3.1.2. Reinforcement of the elements

There was assumed as a rigid reinforcement the openwork profile, which consisted from 1/2 HEB220 (top chord), T-bar 80×80×9 (bottom chord) and connectors from flat iron, thick of 10mm (fig. 3.1).



Rys. 3.1. Profil ażurowy

Fig. 3.1. Openwork profile

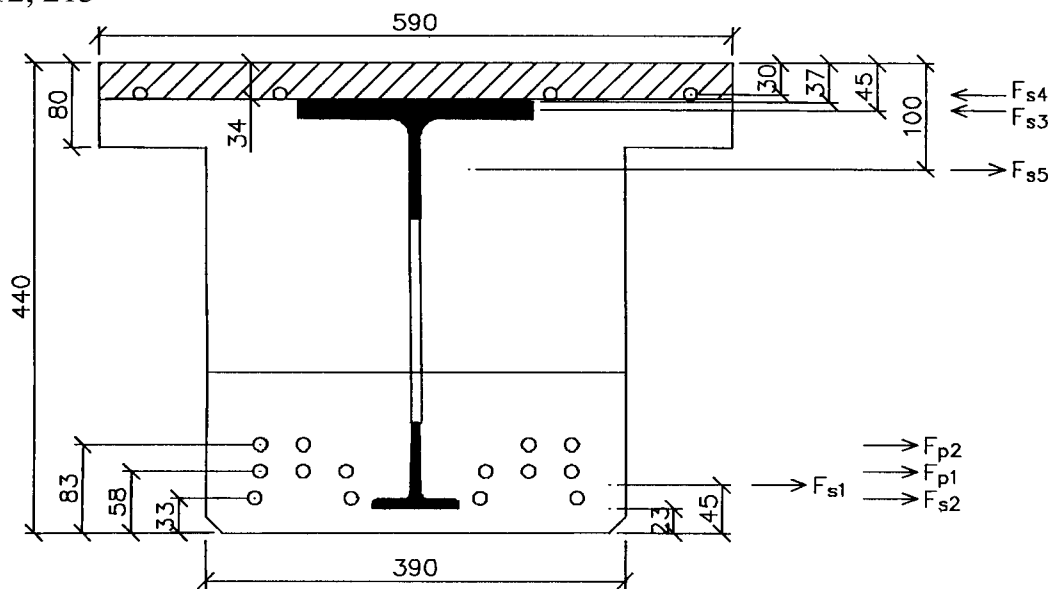
W strefie rozciąganej przyjęto 10 cięgien Y1860 S7 o $A_{p1}=93\text{mm}^2$, z których każde było naciągnięte siłą 138kN ($\sigma_{pm0}=0,8f_{pk}=1488\text{MPa}$) oraz 4 identyczne cięgna naciągnięte siłą 20kN ($\sigma_{pm0}=215\text{MPa}$). Dodatkowo w belkach o szerokości 590mm przyjęto zbrojenie pasywne – 4 cięgna. W strefie ściskanej przyjęto $4\varnothing 12$ ze stali RB500W. Obliczeniowy przekrój zespolony oraz siły wewnętrzne w stanie granicznym nośności pokazano na rys. 3.2.

Przy takich wartościach i usytuowaniu sił wewnętrznych obliczeniowy moment niszczący, dla belek o szerokości 390mm, wyniesie 1011kNm, a maksymalna siła poprzeczna będzie równa 674kN, zaś dla belek o szerokości 590mm odpowiednio 1199kNm i 800kN.

In the tension zone there was assumed 10 tendons Y1860 S7 with $A_{p1}=93\text{mm}^2$, from which every one was tensioned with the force of 138kN ($\sigma_{pm0}=0,8f_{pk}=1488\text{MPa}$) and 4 identical tendons were tensioned with the force of 20kN ($\sigma_{pm0}=215\text{MPa}$). Additionally there were applied passive reinforcement in the beams with the width of 590mm – 4 tendons. There were used in the compression zone 4 bars $\varnothing 12$ made from steel RB500W. Designed composite cross-section and the internal forces in the ultimate limit state are shown in fig. 3.2.

With such the values and arrangement of internal forces, designed ultimate moment for the beams with the width of 390mm, will be 1011kNm, but maximum shear force will be equal 674kN and for the beams with the width of 590mm respectively 1199kNm and 800kN.

202, 212, 213



$$F_{s4}=4 \times 113 \times 550=249 \times 10^3 \text{N}$$

$$F_{s3}=220 \times 16 \times 440=1549 \times 10^3 \text{N}$$

$$F_{s5}=104 \times 9,5 \times 440=435 \times 10^3 \text{N}$$

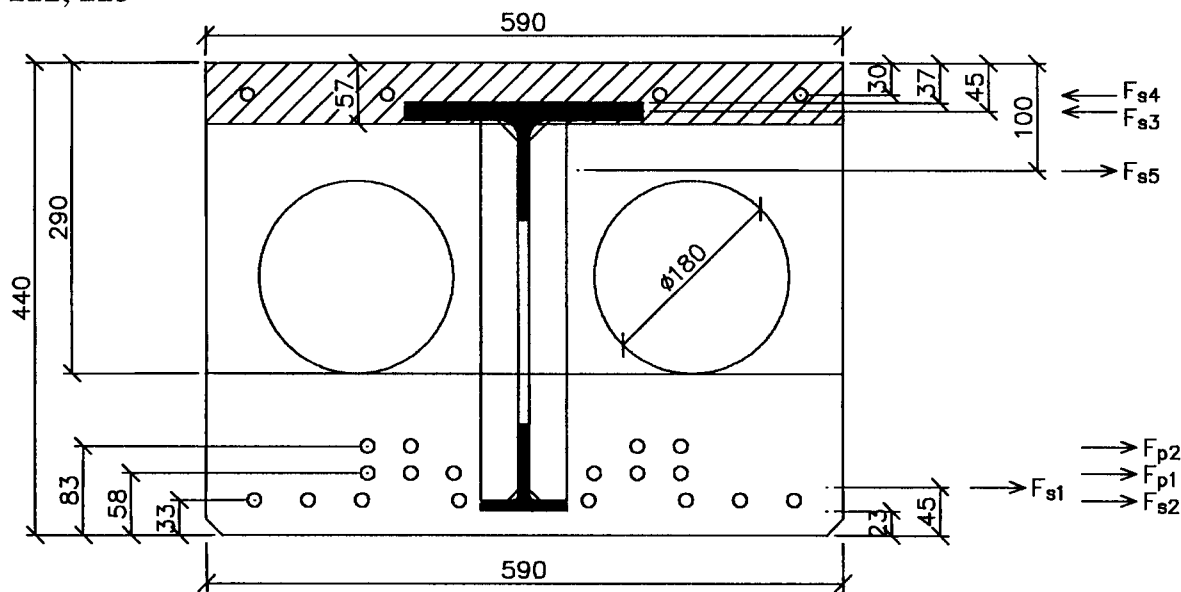
$$F_{p2}=4 \times 93 \times 0,9 \times 1860=623 \times 10^3 \text{N}$$

$$F_{p1}=6 \times 93 \times 0,9 \times 1860=934 \times 10^3 \text{N}$$

$$F_{s1}=1360 \times 310=442 \times 10^3 \text{N}$$

$$F_{s2}=4 \times 93 \times 0,9 \times 1860=623 \times 10^3 \text{N}$$

222, 223



$$F_{s4}=4 \times 113 \times 550=249 \times 10^3 \text{N}$$

$$F_{s3}=220 \times 16 \times 440=1549 \times 10^3 \text{N}$$

$$F_{s5}=104 \times 9,5 \times 440=435 \times 10^3 \text{N}$$

$$F_{p2}=4 \times 93 \times 0,9 \times 1860=623 \times 10^3 \text{N}$$

$$F_{p1}=6 \times 93 \times 0,9 \times 1860=934 \times 10^3 \text{N}$$

$$F_{s1}=1360 \times 310=442 \times 10^3 \text{N}$$

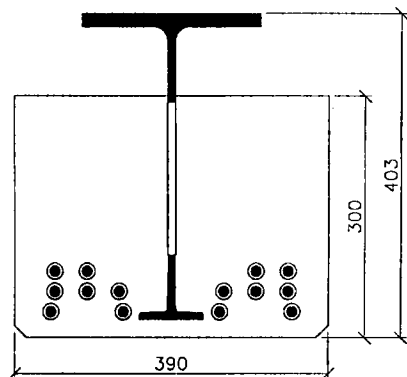
$$F_{s2}=8 \times 93 \times 0,9 \times 1860=1245 \times 10^3 \text{N}$$

Rys. 3.2. Obliczeniowy przekrój zespolony oraz siły wewnętrzne
Fig. 3.2. Designed composite cross-section and internal forces

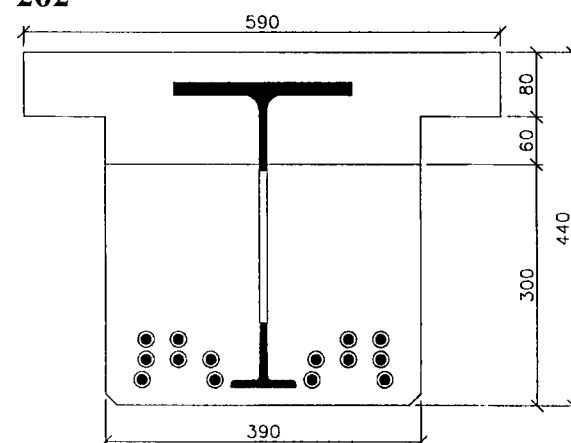
Przyjmując założenie, że jedynie łączniki pionowe z płaskownika stanowią zbrojenie na ścinanie (nie zastosowano w belkach strzemion pionowych), to przy szerokości płaskownika 50mm stopień zabezpieczenia na ścinanie dla belek o szerokości 390mm wynosi $\eta=0,41$ (przyjęto $z=0,9d$, $d \approx 0,4\text{m}$), zaś przy szerokości płaskowników 25mm – $\eta=0,205$. Dla belek o szerokości 590mm stopnie zabezpieczenia wynoszą odpowiednio 0,35 i 0,17.

Assuming, that only vertical connectors made from flat iron makes the shear reinforcement (there were any vertical stirrups used in beams), thus with the flat iron width of 50mm, the shear safety ratio for beams of 390mm width in $\eta=0,41$ (assumed $z=0,9d$, $d \approx 0,4\text{m}$), but with flat iron width equals 25mm – $\eta=0,205$. For beams with the width of 590mm, shear safety ratios are respectively 0,35 and 0,17.

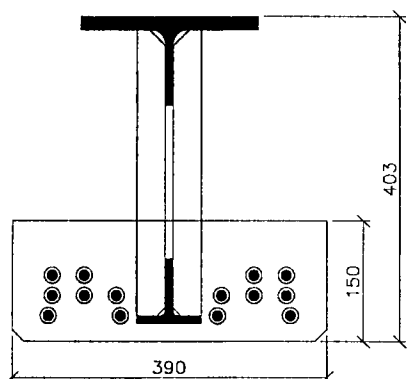
201



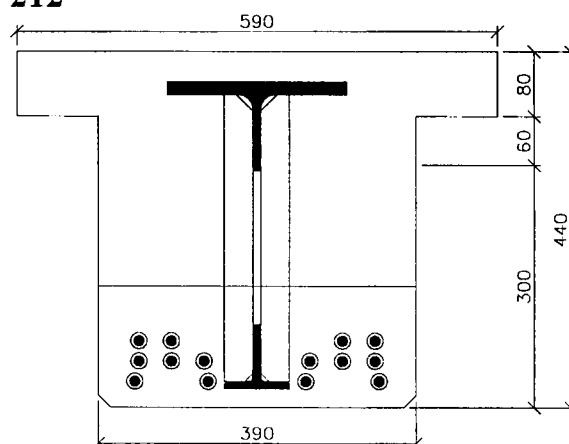
202



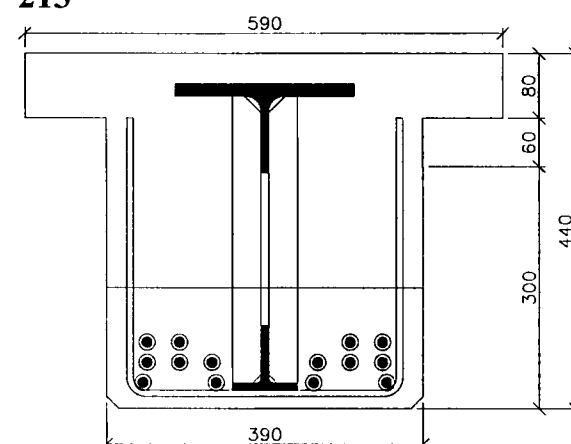
211



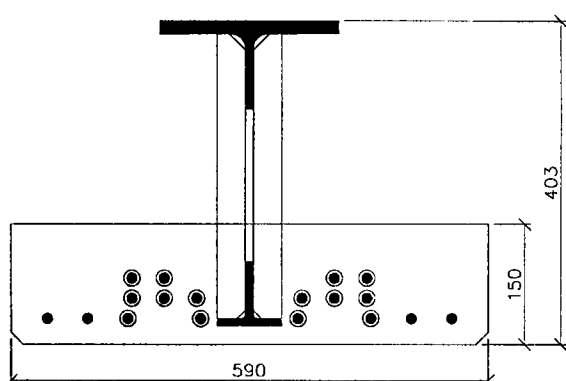
212



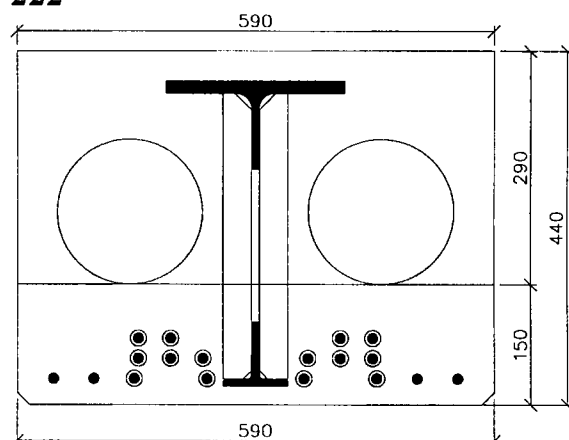
213



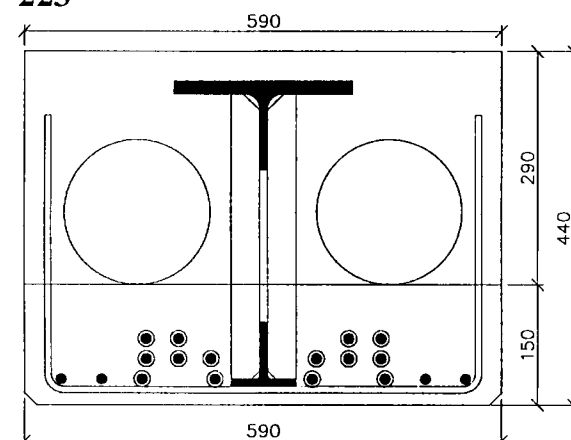
221



222



223



Rys. 3.3. Przekroje poprzeczne belek
Fig. 3.3. Beams cross-sections

Granicznym stopniem zabezpieczenia na ścinanie, przy którym powinno się uzyskać pełną nośność zginania, jest $\eta \approx 0,34$, a więc $\cot(\Theta) = 3$. Przyjmując łączniki o szerokości 25mm, a więc stopień zabezpieczenia na ścinanie mniejszy od granicznego, założono, że w tej strefie nastąpi zniszczenie na ścinanie.

W belkach 213 i 223 zastosowano strzemiona dwucięte $\varnothing 8$ mm dodatkowo zespajające beton prefabrykatu z nadbetonem.

W strefie zakotwienia zastosowano pętle poziome z prętów o średnicy $\varnothing 8$ mm (trzy pętle w belkach 201 i 202, dwie pętle w pozostałych belkach – rys. 3.4).

W tej strefie przyjęto także strzemiona pionowe czterocięte o średnicy $\varnothing 8$ mm, zwymiarowane na siłę równą $0,2P_d$. Takie same strzemiona zastosowano w miejscach usytuowania sił skupionych (rys. 3.5).

W belkach zastosowano łączniki poziome zespajające beton z profilem stalowym. Zostały one rozmieszczone w strefach zakotwień i pod siłami skupionymi – rys. 3.6.

The ultimate shear safety ratio, under which we should obtain full bending capacity, is $\eta \approx 0,34$, so $\cot(\Theta) = 3$. Assuming the connectors with the width of 25mm, that is the shear safety ratio less than ultimate one, there was established, that it will be in this zone the shear failure.

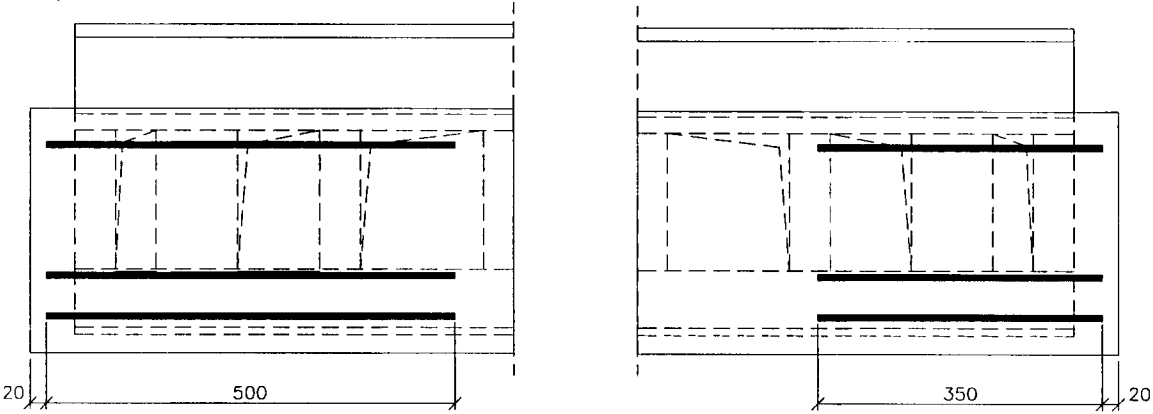
In the beams 212 and 223 there were used two-arms stirrups $\varnothing 8$, which additionally connecting the concrete of the pre-cast element with the overconcrete.

There were used horizontal loops in the anchorage zone, made from the bars with diameter of $\varnothing 8$ mm (three loops in beams 201 and 202, two loops in the remaining beams – fig. 3.4).

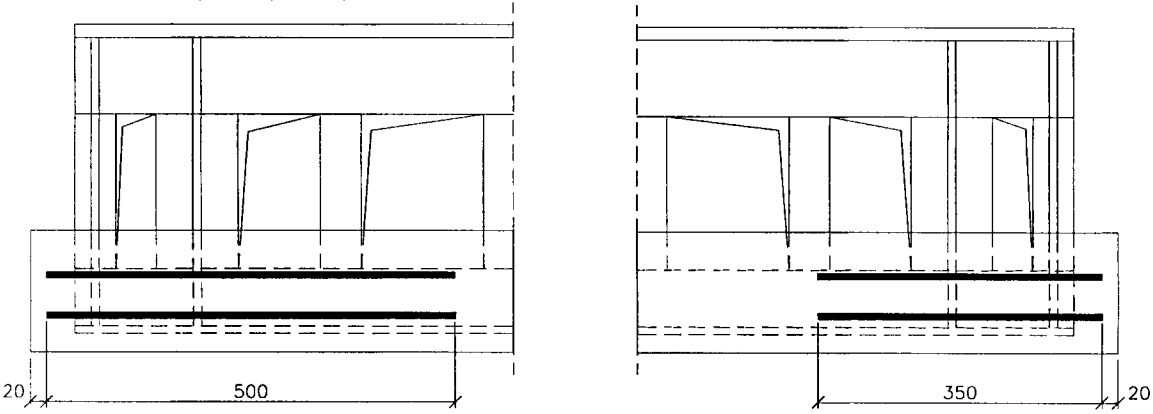
There were also applied in this zone vertical four-arms stirrups with diameter of 8mm, designed with the force equals $0,2P_d$. The same kind of stirrups have been used in the place of the position of concentrated loads (fig. 3.5).

It have been also used the horizontal connectors connecting concrete with the steel profile. They were situated in the anchorage zone and under concentrated loads – fig. 3.6.

201, 202

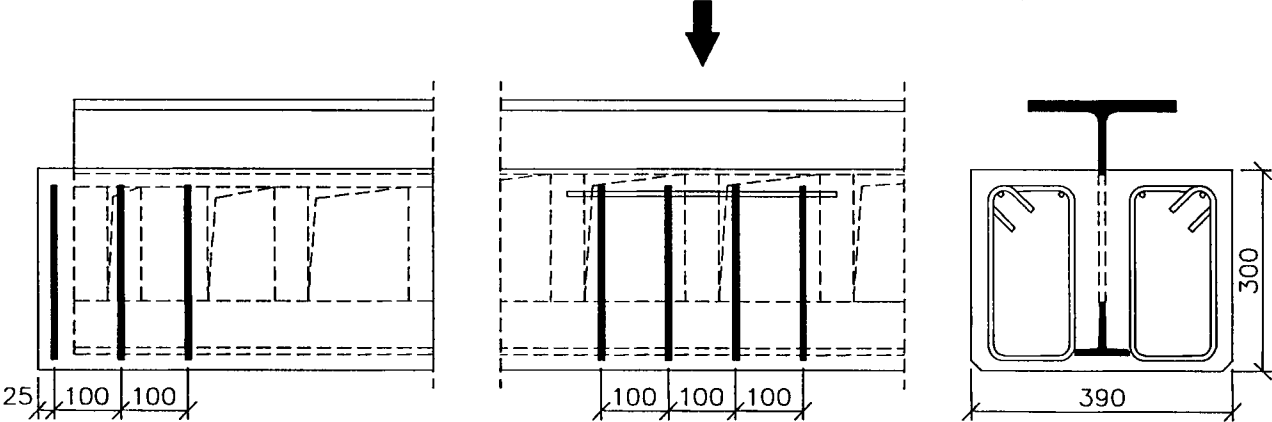


211, 212, 213, 221, 222, 223



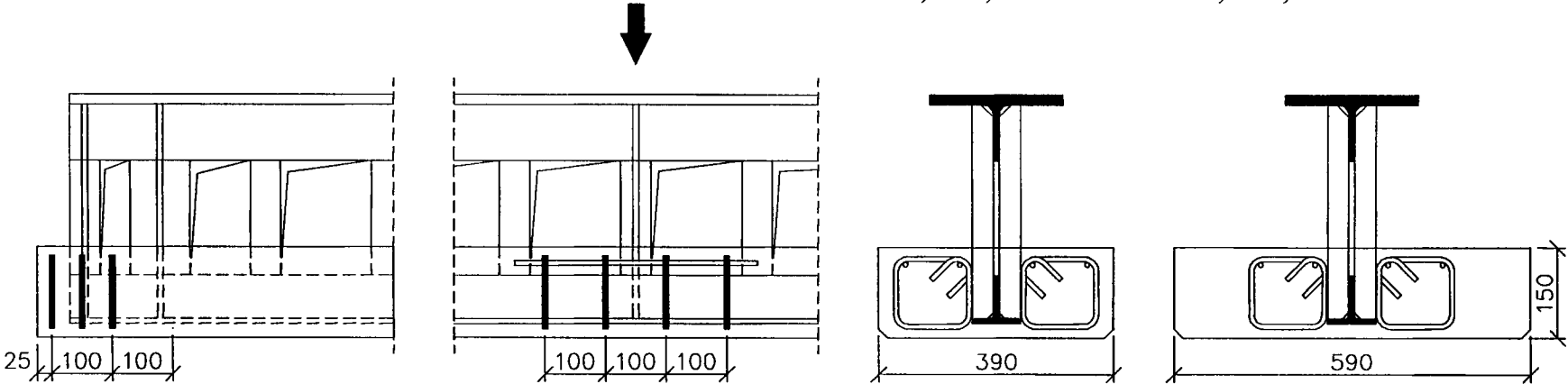
Rys. 3.4. Usytuowanie pętli poziomych w strefie zakotwienia
Fig. 3.4. The layout of horizontal loops in the anchorage zone

201, 202

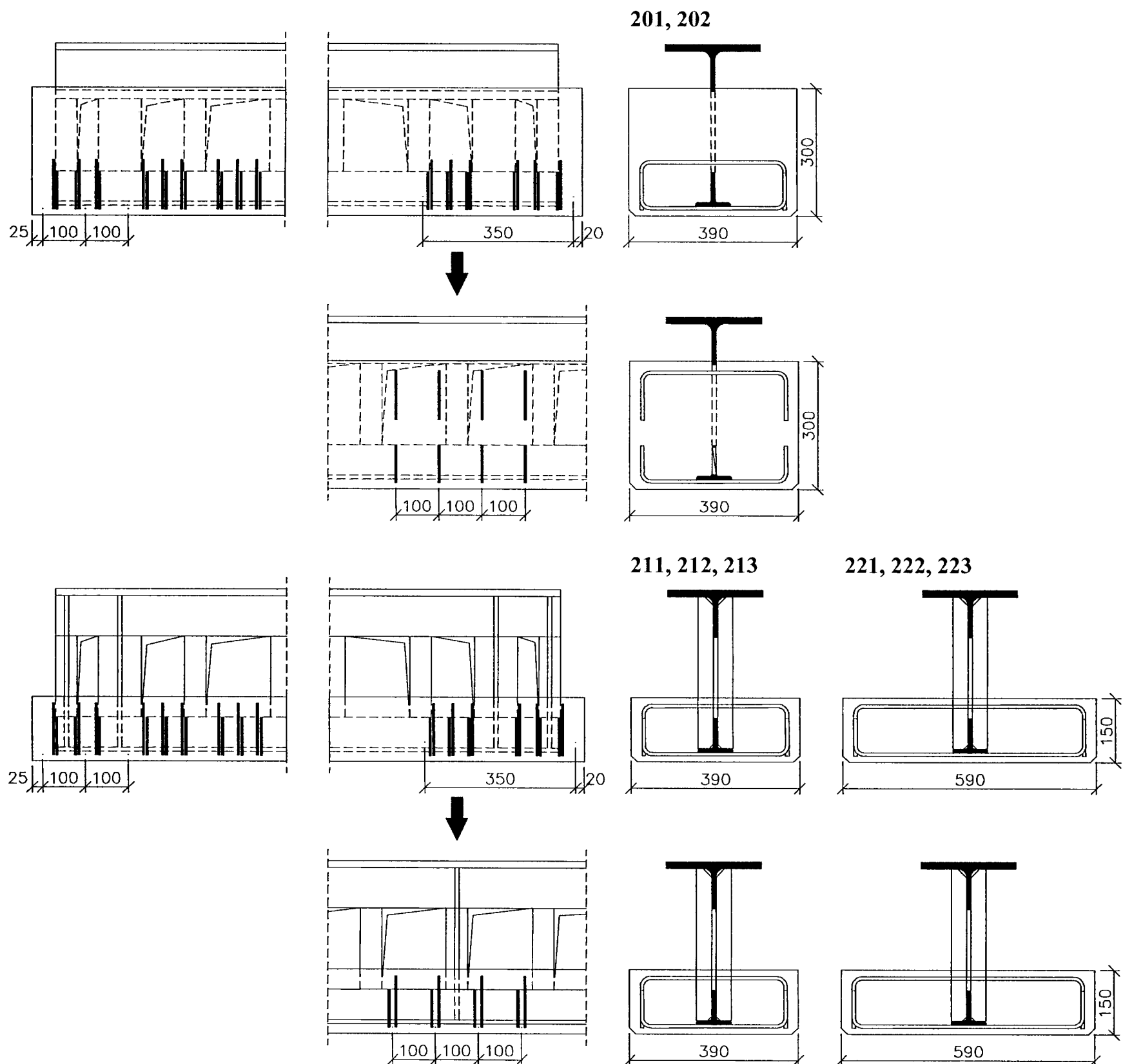


211, 212, 213

221, 222, 223



Rys. 3.5. Strzemiona pionowe w belkach prefabrykowanych
Fig. 3.5. Vertical stirrups in the pre-cast beams



Rys. 3.6. Łączniki poziome
Fig. 3.6. Horizontal connectors

3.1.3. Pomiary i obciążenia

W serii II zrezygnowano z pomiarów odkształceń prowadzonych za pomocą tensometrów elektrooporowych. Odstąpiono od tej zasady jedynie w wypadku belki 221.

Bazy pomiarowe w elemencie prefabrykowanym do pomiarów za pomocą tensometrów mechanicznych zostały naklejone na powierzchni betonu i na pasie górnym profilu stalowego. Bazy te zostały naklejone po zabetonowaniu belki, bezpośrednio po jej rozformowaniu, przed sprężeniem – rys. 3.7.

Po wykonaniu nadbetonu (trzeci dzień po wykonaniu prefabrykatu), tuż przed badaniem elementu, naklejono bazy pomiarowe na górnej powierzchni belki (rys. 3.8).

Bazy pomiarowe w strefach przypodporowych zostały naklejone na powierzchni betonu przed badaniem elementu, a więc po jego sprężeniu (rys. 3.9).

3.1.3. Measurements and loadings

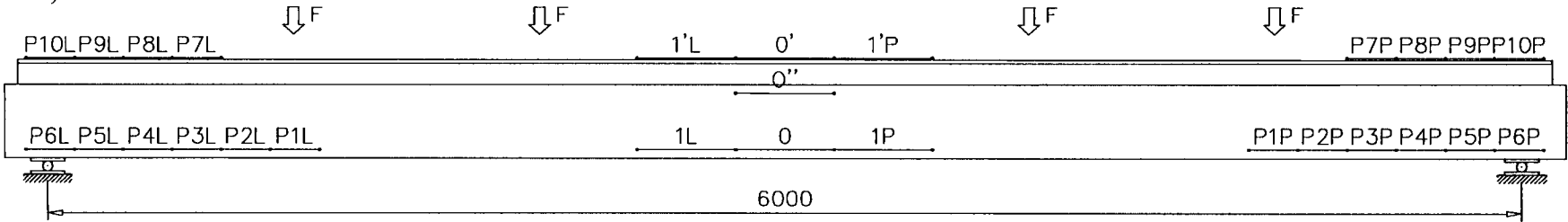
We have resigned to make strain measurements by means of the electric resistance strain gauges. That rule was gave up only in the case of beams 221.

The measurements bases to measure with the mechanical extensometer in the prefabricated element were stuck to the concrete surface and on the top chord of steel profile. These basis were stuck after beam casting, directly after its striking, before prestressing – fig. 3.7.

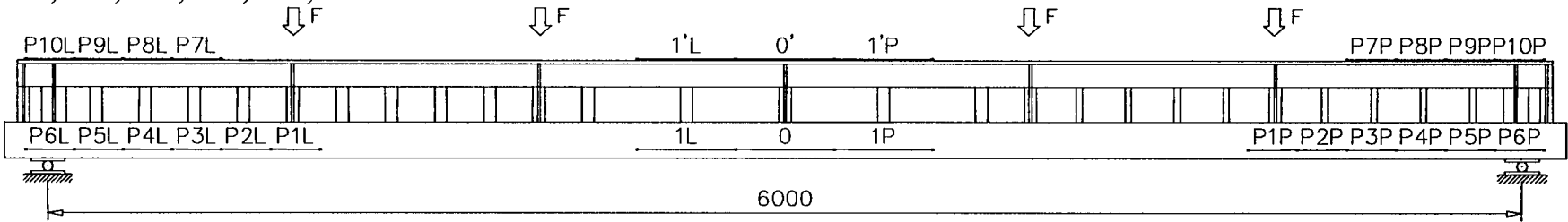
After overconcrete has been cast (third day after casting the prefabricated element), just before the element test, the measurement basis have been stuck on the top surface of the beam (fig. 3.8).

The measurement basis in the support regions were stuck on the concrete surface before element test, so after its prestressing (fir. 3.9).

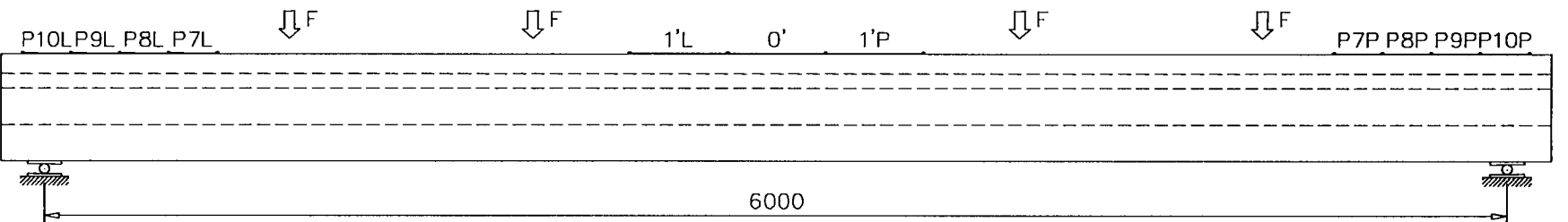
201, 202



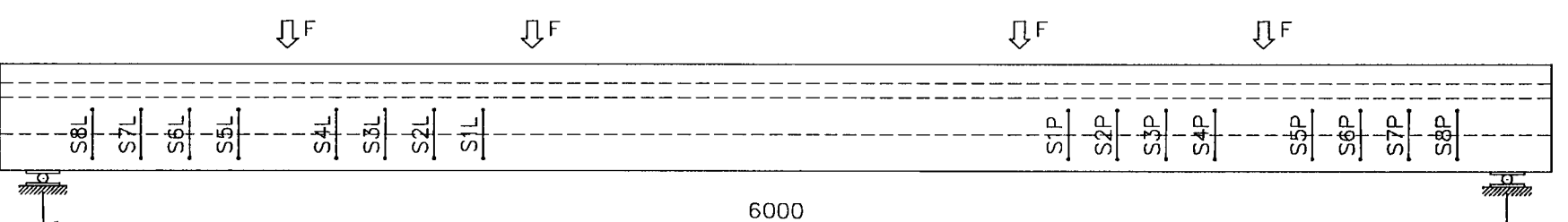
211, 212, 213, 221, 222, 223



Rys. 3.7. Rozmieszczenie baz pomiarowych w strefie ściskanej i rozciąganej
Fig. 3.7. Layout of the measuring basis in the compression and tension zone



Rys. 3.8. Dodatkowe bazy pomiarowe w strefie ściskanej w belce zespolonej
Fig. 3.8. Measuring bases in the composite beam



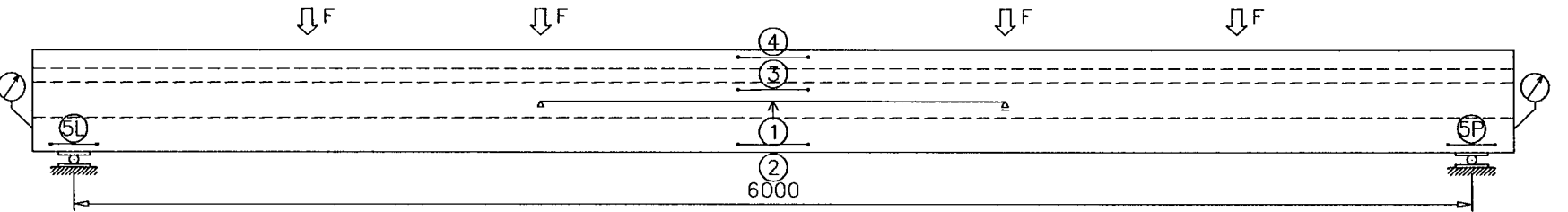
Rys. 3.9. Bazy pomiarowe w strefach przypodporowych
Fig. 3.9. Measuring bases in the support regions

Tak samo przed badaniem elementu zamontowano czujniki indukcyjne do pomiaru przemieszczeń poziomych (czujniki w środku rozpiętości belki i przy podporach) oraz czujniki do pomiaru ugięcia w strefie czystego zginania (rys. 3.10). Przemieszczenia pod siłami skupionymi były rejestrowane na podstawie wysuwu tłoków siłowników hydraulicznych.

Wzajemne przemieszczenie betonu i nadbetonu było mierzone czujnikami zegarowymi usytuowanymi na płaszczyznach czołowych (rys. 3.10).

In the same way, before test, there were installed the induction meters to measure the horizontal strains (induction meters in the span middle of the beam and near the supports) and also the meters to measure the deflection in the pure bending zone (fig. 3.10). The displacements under concentrated loads were recorded bases on the line feed of the hydraulic press pistons.

Mutual displacement of the concrete and overconcrete was measured by means of dial indicators situated on the frontal surfaces (fir. 3.10).



Rys. 3.10. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych
Fig. 3.10. Layout of the induction meters

Obciążenie było realizowane za pomocą czterech siłowników hydraulicznych o zakresie do 400kN każdy. Elementy były obciążone narastająco do zadanej siły, z przerwami niezbędnymi do przeprowadzenia pomiarów tensometrami mechanicznymi oraz na rejestrację i pomiar szerokości rozwarcia rys. Zarówno program obciążenia, jak i rejestracja pomiarów odbywała się automatycznie, w sposób ciągły, poprzez system akwizycji danych. Łączny czas badania jednego elementu wynosił 5 – 6 godz.

3.2. Wyniki badań

3.2.1. Materiały

Wytrzymałość betonu w chwili sprężenia wynosiła $f_{c,cube}=50,3\text{MPa}$, zaś parametry wytrzymałościowe betonu w chwili badania były następujące:

beton prefabrykatu

$f_{c,cube}=103,0\text{MPa}$ $f_c=101,0\text{MPa}$ $f_{ct,sp}=6,97\text{MPa}$ $E_c=52000\text{MPa}$

$f_c / f_{c,cube}=0,98$ $f_{ct,sp} / f_c^{2/3}=0,32$ $E_c / f_c^{0,3}=13020$ $E_c / (0,1f_c)^{0,3}=26000$

nadbeton

$f_{c,cube}=75,5\text{MPa}$ $f_{ct,sp}=4,83\text{MPa}$

$(48,0\text{MPa} *)$ $(3,88 *)$

wartości z gwiazdką dla belki 221.

Parametry wytrzymałościowe stali prętowej przedstawiono w tab. 3.1, zaś kształtowej i blach w tabl. 3.2.

Tablica 3.1. Stal pasywna

Table 3.1. Passive steel

średnica	A_s	$R_c / R_{0,2}$	R_m	E_s
diameter	mm^2	MPa	MPa	GPa
8	49,1	541	634	194
12	108,6	565	667	192

Na podstawie przeprowadzonych prób rozciągania stali kształtowej przyjęto obliczeniowe wartości odkształceń i naprężeń (tab. 3.3). W tab. 3.3 podano także obliczeniowe wartości $\sigma - \epsilon$ dla splotów naciągniętych siłą 20kN ($\sigma_{pm0}=215\text{MPa}$) i bez naciągu ($\sigma_{pm0}=0$).

Tablica 3.3. Obliczeniowe wartości $\sigma - \epsilon$

Table 3.3. Design values of $\sigma - \epsilon$

Y1860 S7, $\sigma_{pm0}=215\text{MPa}$		Y1860 S7, $\sigma_{pm0}=0$		$\varnothing 12\text{mm}$		1/2 HEB 220		T80×80×9	
ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ
‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa
6,01	1358	7,14	1358			0,00	0	0,00	0
6,23	1400	7,36	1400			0,14	59	0,13	56
6,89	1500	8,02	1500			1,35	275	1,97	386
7,44	1550	8,57	1550			2,41	309	13,58	388
8,66	1600	9,79	1600			30,00	310	19,87	418
12,59	1700	13,72	1700			48,61	351	48,86	498
15,28	1750	16,41	1750						
20,52	1800	21,65	1800						
33,80	1860	34,93	1860						

The loading was realised by four hydraulic cylinders with range till 4000kN every. Elements were loading increasingly to the given force, with breaks which were needed to carry out the measurements by means of mechanical tensometers and also to record and measure the width of cracks. Both the loading program and the recording of the measurements were realized automatically in continuous way using system of the data canvassing. Total time of the one element test was 5 – 6 hours.

3.2. Test results

3.2.1. Materials

The concrete strength at the moment of prestressing was $f_{c,cube}=50,3\text{MPa}$, and the strength parameters in the moment of test were as follow:

concrete of the pre-cast element

$f_{c,cube}=103,0\text{MPa}$ $f_c=101,0\text{MPa}$ $f_{ct,sp}=6,97\text{MPa}$ $E_c=52000\text{MPa}$

$f_c / f_{c,cube}=0,98$ $f_{ct,sp} / f_c^{2/3}=0,32$ $E_c / f_c^{0,3}=13020$ $E_c / (0,1f_c)^{0,3}=26000$

overconcrete

$f_{c,cube}=75,5\text{MPa}$ $f_{ct,sp}=4,83\text{MPa}$

$(48,0\text{MPa} *)$ $(3,88 *)$

values with the little star for the beam 221.

Strength parameters of the bar steel are shown in Table 3.1, while parameters of profile steel and metal plates in Table 3.2.

Tablica 3.2. Stal kształtowa i blachy

Table 3.2. Profile steel and plates

profil	R_c	R_m	E_s
profile	MPa	MPa	GPa
1/2 HEB 220	386	545	201
T80×80×9	312	433	-
blacha/sheet 10×25	309	472	-
blacha/sheet 10×50	309	472	-

On the ground of carried out reinforcing and profile steel there tension tests were assumed the calculated values of strains and stresses (Table 3.3). There also given in table 3.3 the design values of $\sigma - \epsilon$ for the stands pulled over with the force of 20kN ($\sigma_{pm0}=215\text{MPa}$) and without tension ($\sigma_{pm0}=0$).

Obliczeniowe wartości $\sigma - \varepsilon$ dla stali sprężającej przyjęto na podstawie danych producenta, przy czym w zależności $\sigma - \varepsilon$ uwzględniono dla poszczególnych elementów obliczeniowe straty spowodowane relaksacją i odkształceniem sprężystym betonu oraz relaksacją stali skurczem, pełzaniem betonu od sprężenia do chwili badania (tab. 3.4). Moduł sprężystości stali pasywnej i kształtowej przyjęto zgodnie z tab. 3.1., zaś splotów $E_p=190\times10^3\text{MPa}$.

Relations $\sigma - \varepsilon$ design values for prestressing steel were assumed on the ground of producer data, considering in these relations at the same time for every element the computational relaxation and concrete strain losses and also steel relaxation, concrete shrinkage and creep losses from the moment of prestressing till the moment of test (Table 3.4). Modulus of elasticity of the reinforcing passive and profile steel was assumed according to Table 3.1, while modulus of elasticity of strands $E_p=190\times10^3\text{MPa}$.

Tablica 3.4. Obliczeniowe wartości $\sigma - \varepsilon$ splotów Y1860 S7
Table 3.4. Design $\sigma - \varepsilon$ values of strands Y1860 S7

201		202		211		212		213		221A		222		223	
ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ	ε	σ
‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa	‰	MPa
0,00	1358	0,00	1344	0,00	1360	0,00	1306	0,00	1295	0,00	1343	0,00	1287	0,00	1336
0,22	1400	0,29	1400	0,21	1400	0,50	1400	0,55	1400	0,30	1400	0,60	1400	0,34	1400
0,88	1500	0,95	1500	0,87	1500	1,16	1500	1,21	1500	0,96	1500	1,26	1500	1,00	1500
1,43	1550	1,50	1550	1,42	1550	1,71	1550	1,76	1550	1,51	1550	1,81	1550	1,55	1550
2,65	1600	2,72	1600	2,64	1600	2,93	1600	2,98	1600	2,73	1600	3,03	1600	2,77	1600
6,58	1700	6,65	1700	6,57	1700	6,86	1700	6,91	1700	6,66	1700	6,96	1700	6,70	1700
9,27	1750	9,34	1750	9,26	1750	9,55	1750	9,60	1750	9,35	1750	9,65	1750	9,39	1750
14,51	1800	14,58	1800	14,50	1800	14,79	1800	14,84	1800	14,59	1800	14,89	1800	14,63	1800
27,79	1860	27,86	1860	27,78	1860	28,07	1860	28,12	1860	27,87	1860	28,17	1860	27,91	1860

3.2.2. Cechy przekroju

Charakterystyki geometryczne przekrojów (tabl. 3.5) wyznaczono uwzględniając usytuowanie zbrojenia, zgodnie z rys. 3.3.

3.2.2. Cross-section properties

Geometrical characteristics of the cross-sections (table 3.5) were calculated taking into account the arrangement of the reinforcement, in accordance with Fig. 3.3.

Tablica 3.5. Charakterystyki geometryczne przekrojów
Table 3.5. Geometrical characteristics of the cross-sections

wielkości charakterystyczne	201	202	211	212	213	221A	222	223
characteristics quantities								
$A_{cs,pref}\times10^3\text{ [mm}^2\text{]}$	150,04	150,04	91,54	91,54	91,54	123,18	123,18	123,18
$S_{cs,pref}\times10^6\text{ [mm}^3\text{]}$	26,24	26,24	13,08	13,08	13,08	15,38	15,38	15,38
$y_{cs,pref}\text{ [mm]}$	174,90	174,90	142,90	142,90	142,90	124,90	124,90	124,90
$z_{cp,pref}\text{ [mm]}$								
$I_{cs,pref}\times10^6\text{ [mm}^4\text{]}$	2080,91	2080,91	1730,59	1730,59	1730,59	1905,32	1905,32	1905,32
$W_{HEB,pref}\times10^6\text{ [mm}^3\text{]}$	9,12	9,12	6,65	6,65	6,65	6,85	6,85	6,85
$W_{c,pref}^d\times10^6\text{ [mm}^3\text{]}$	11,90	11,90	12,11	12,11	12,11	15,26	15,26	15,26
$A_{cs}\times10^3\text{ [mm}^2\text{]}$	150,04	200,41	91,54	195,87	195,87	123,18	196,48	196,48
$S_{cs}\times10^6\text{ [mm}^3\text{]}$	26,24	44,88	13,08	43,86	43,86	15,38	38,72	38,72
$y_{cs}\text{ [mm]}$	174,90	223,90	142,90	223,90	223,90	124,90	197,00	197,00
$I_{cs}\times10^6\text{ [mm}^4\text{]}$	2080,91	4094,70	1730,59	4051,99	4051,99	1905,32	4158,99	4158,99
$W_c^g\times10^6\text{ [mm}^3\text{]}$	9,12	18,95	6,65	18,75	18,75	6,85	17,12	17,12
$W_c^d\times10^6\text{ [mm}^3\text{]}$	11,90	18,28	12,11	18,10	18,10	15,26	21,11	21,11

3.2.3. Naprężenia i odkształcenia, momenty rysujący i niszczący

Naprężenia i odkształcenia w charakterystycznych włóknach przekroju wyznaczono dla siły sprężającej po stratach od częściowej relaksacji, od odkształcenia sprężystego betonu i po stratach reologicznych zaistniałych do chwili badania elementu.

Straty od częściowej relaksacji oszacowano zgodnie z normą PN-B-03264:2002 przyjmując

$$\Delta\sigma_{pir} = 4,5 \times 10^{-2} \times 0,42 \times 1488 = 28 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

Straty od odkształcenia sprężystego betonu i straty reologiczne wyznaczono na podstawie pomierzonych odkształceń betonu. Wartości tych strat oraz naprężenia i siły w stali sprężającej podano w tabl. 3.6.

Tablica 3.6. Straty siły sprężającej, naprężenia i siły w zbrojeniu sprężającym

Table 3.6. Prestressing force losses, stresses and forces in the prestressing reinforcement

wielkości charakterystyczne characteristic quantities	201	202	211	212	213	221	222	223
$\Delta\sigma_c$ [MPa]	64	68	58	89	100	69	105	73
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ [MPa]	38	48	42	65	65	48	68	51
σ_{pm1} [MPa]	1396	1392	1412	1371	1360	1391	1355	1387
$\sigma_{pmt(t)}$ [MPa]	1358	1344	1360	1306	1295	1343	1287	1336
$P_{m1} \times 10^6$ [N]	1,298	1,295	1,304	1,275	1,265	1,294	1,260	1,290
$P_{mt} \times 10^6$ [N]	1,263	1,250	1,265	1,215	1,204	1,249	1,197	1,242

Naprężenia i odkształcenia w charakterystycznych włóknach przekroju prefabrykowanego dla $M=0$ wyznaczono z następujących wzorów, przy czym znak (+) oznacza rozciąganie:

$$\varepsilon_{HEB,0} = -\frac{1}{E_c} \left(\frac{P_{mt}}{A_{cs,pref}} - \frac{P_{mt}Z_{cp,pref}}{W_{HEB,pref}} \right) \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{c,0}^g = -\frac{1}{E_c} \left(\frac{P_{mt}}{A_{cs,pref}} - \frac{P_{mt}Z_{cp,pref}}{W_{c,pref}^g} \right) \quad (3.3)$$

$$\sigma_{cp} = -\left(\frac{P_{mt}}{A_{cs,pref}} + \frac{P_{mt}Z_{cp,pref}}{W_{c,pref}^d} \right) \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_{c,0}^d = \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \quad (3.5)$$

Jak wykazały pomiary prowadzone w okresie od wykonania nadbetonu do chwili badania, wpływy skurczu nadbetonu oraz skurczu i pęcznienia betonu na odkształcenia górnego włókna nadbetonu były pomijalne, nie przekraczały bowiem 0,1‰. W tej sytuacji w analizie teoretycznej wpływ odkształceń reologicznych na naprężenia w nadbetonie nie został uwzględniony.

Moment rysujący belki zespolonej został zatem wyznaczony ze wzoru:

3.2.3. Stresses and strains, cracking and ultimate moment

Strains and stresses in characteristic fibres of the cross-section were estimated for the prestressing force after partial relaxation losses and also after losses due to concrete elastic strain and rheological losses taking place till the moment of the element test.

Partial relaxation losses were estimated according to code PN-B-03264:2002 assuming:

$$\Delta\sigma_{pir} = 4,5 \times 10^{-2} \times 0,42 \times 1488 = 28 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

Concrete elastic strain and rheological losses were estimated on the ground of measured concrete strains. The values of these losses and the stresses and forces in the prestressing steel are given in Table 3.6.

Stresses and strains in the characteristic pre-cast cross-section fibres for $M=0$ were estimated from the following equations, where the sign (+) means tension:

$$\varepsilon_{HEB,0} = -\frac{1}{E_c} \left(\frac{P_{mt}}{A_{cs,pref}} - \frac{P_{mt}Z_{cp,pref}}{W_{HEB,pref}} \right) \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{c,0}^g = -\frac{1}{E_c} \left(\frac{P_{mt}}{A_{cs,pref}} - \frac{P_{mt}Z_{cp,pref}}{W_{c,pref}^g} \right) \quad (3.3)$$

$$\sigma_{cp} = -\left(\frac{P_{mt}}{A_{cs,pref}} + \frac{P_{mt}Z_{cp,pref}}{W_{c,pref}^d} \right) \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_{c,0}^d = \frac{\sigma_{cp}}{E_c} \quad (3.5)$$

As the measurements have shown, which were carried out in the period from the overconcrete realization till the moment of test, the influence of the overconcrete shrinkage and the shrinkage and creep of concrete on the top fibre strains of the overconcrete were to neglect, because they did not exceed 0,1‰. In this situation, the influence of the rheological deformations on the stresses in overconcrete was not taken into account in the theoretical analysis.

The cracking moment of the composite beam was thus evaluated from the formula:

$$M_{cr} = W_c^d (0,1 \times 10^{-3} E_c - \sigma_{cp}) \tag{3.6}$$

$$M_{cr} = W_c^d (0,1 \times 10^{-3} E_c - \sigma_{cp}) \tag{3.6}$$

Wartości wyznaczone ze wzorów 3.2 do 3.6 i obliczeniowe momenty niszczące wyznaczone według [4] przy założeniu granicznych odkształceń w strefie ściskanej równych 8‰ podano w tab. 3.7.

The values evaluated from the equations 3.2 to 3.6 and calculated failure moments estimated by [4] with the assumption of the ultimate strains in the compression zone equals 8‰ are given in table 3.7.

Tablica 3.7. Naprężenia i odkształcenia, momenty rysujące i niszczące

Table 3.7. Stresses and strains, cracking moments and moments at failure

wielkości charakterystyczne	201	202	211	212	213	221	222	223
characteristic quantities								
$\epsilon_{HEB,0} \times 10^{-3}$ [-]	0,172	0,170	0,016	0,016	0,015	0,011	0,010	0,011
$\epsilon_{c,0}^g \times 10^{-3}$ [-]	-0,006	-0,153	-0,353	-0,305	-0,302	-0,242	-0,235	-0,244
σ_{cp} [MPa]	-19,87	-19,66	-21,75	-20,89	-20,70	-14,88	-14,26	-14,79
$\epsilon_{c,0}^d \times 10^{-3}$ [-]	-0,523	-0,517	-0,572	-0,550	-0,545	-0,391	-0,375	-0,389
M_{cr} [kNm]	282	429	309	447	443	285	381	393
M_u^{cal} [kNm]	737	1004	571	1004	997	1065	1214	1214
M_u^{exp} [kNm]	660	720, 987*	219	750	690	690	1020	1200
M_u^{exp} / M_u^{cal} [-]	0,90	0,72, 0,98*	0,38	0,75	0,69		0,84	1,00

3.3. Analiza wyników badań

3.3.1. Strefa zakotwienia

Przeprowadzone pomiary odkształceń, bezpośrednio po sprężeniu, na bocznej powierzchni betonu, w poziomie 30mm od dolnej krawędzi prefabrykatu, i na górnej powierzchni kształtowników HEB wykazały, że pełne przekazanie siły sprężającej w elementach o szerokości prefabrykatu 390mm następuje w odległości 400 – 600mm od czoła elementu. W elementach o szerokości prefabrykatu 590mm pełne przekazanie siły sprężającej następuje w odległości 600mm od czoła elementu – porównaj wykresy odkształceń pokazane na rys. 3.11.

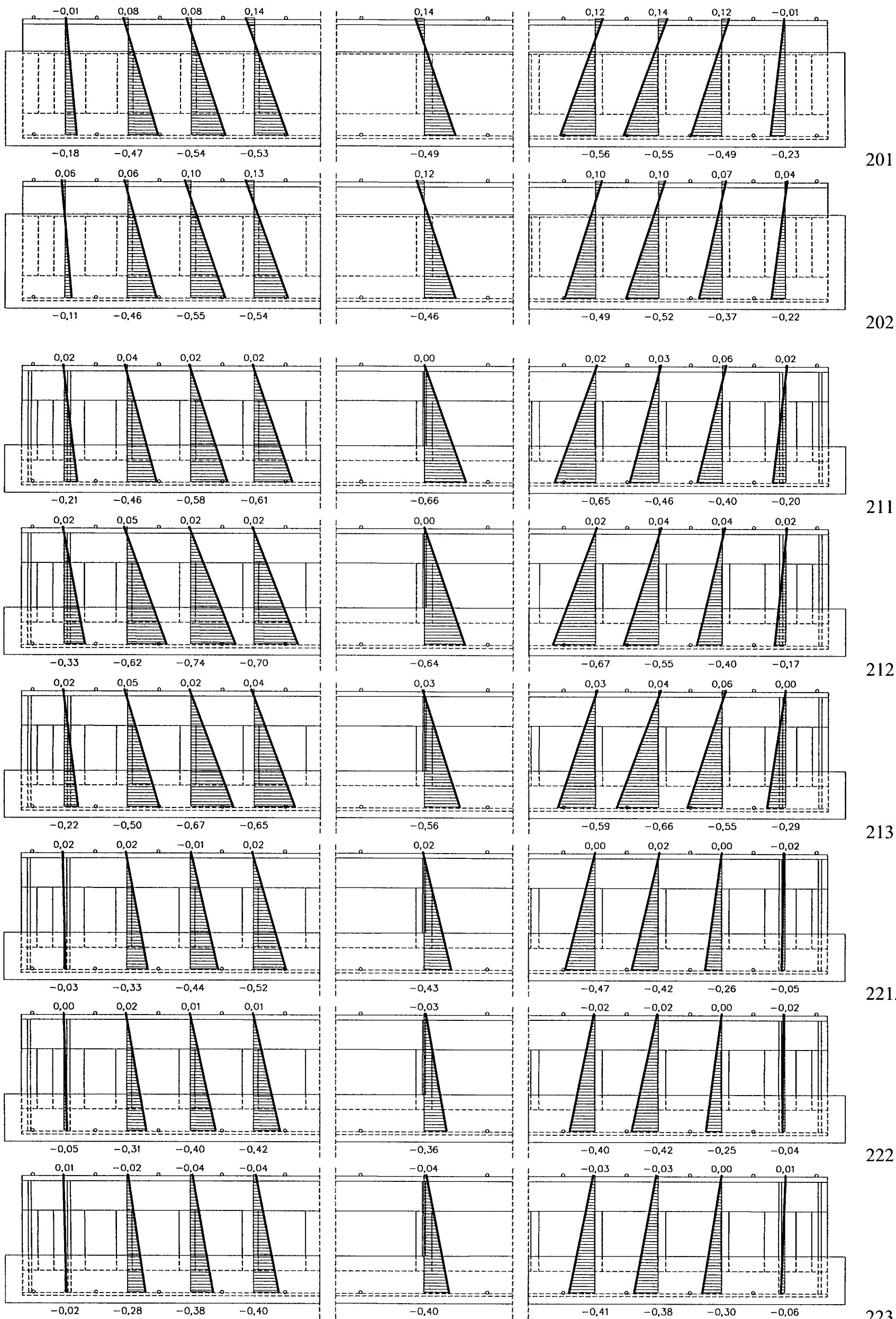
Mniejsza ilość zbrojenia zespalającego profil stalowy z betonem nie miała wpływu na długość odcinka przekazania siły sprężającej. Z pomiarów odkształceń oszacowano wielkość siły sprężającej w poszczególnych przekrojach belki. Z wykresu na rys. 3.12 wynika, że zarówno w belkach o szerokości 390mm, jak i w belkach o szerokości 590mm, pełne przekazanie siły sprężającej na beton osiągnięto w odległości około 600mm od czoła elementu. Można więc stwierdzić, że tak samo, jak w serii I, długość odcinka zakotwienia l_{bp} wynosi około 600mm, bez względu na typ przekroju. Różnice w wielkości siły sprężającej w obydwu typach belek są widoczne przede wszystkim w przekrojach usytuowanych tuż przy czole elementu. W odległości $1/3 l_{bp}$ efektywna siła sprężająca w belkach o szerokości 590mm stanowi zaledwie około 10%, ale w odległości $2/3 l_{bp}$ już 70%. W analogicznych przekrojach w belkach o szerokości 390mm wartości efektywnej siły sprężającej wynoszą odpowiednio 40% i ponad 80%.

3.3. Test results analysis

3.3.1. Anchorage zone

The strains measurements carried out directly after prestressing, on the concrete side surface in the level of 30mm from the bottom edge of the pre-cast element and on the top surface of the profiles HEB have shown, that full transfer of the prestressing force in the elements with the width of the prefabricated element of 390mm, takes place in the distance of 400 – 600mm from the front face of the element. In the elements with the pre-cast element width equals 590mm, full transmission of the prestressing force takes place in the distance of 600mm from the element face – see the strains diagrams presented in the fig. 3.11.

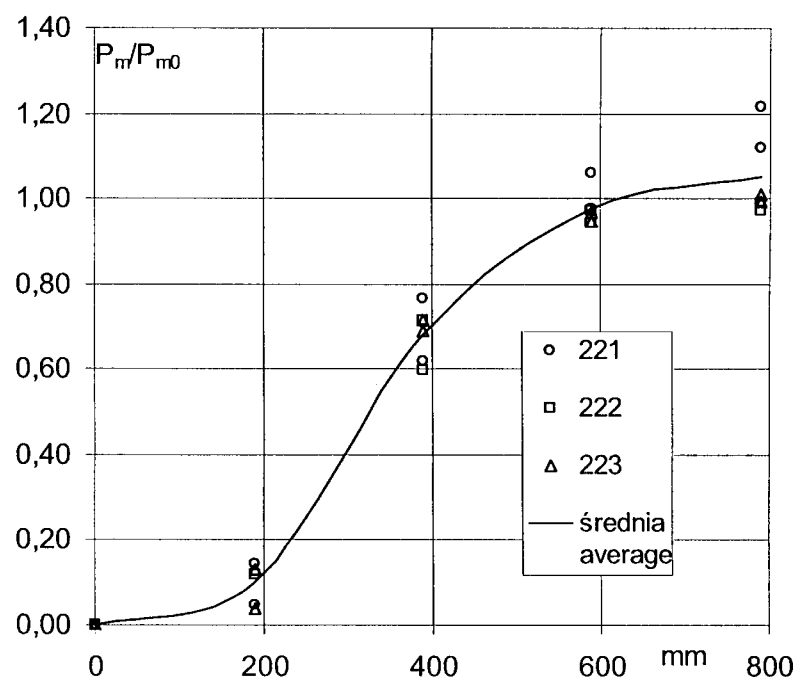
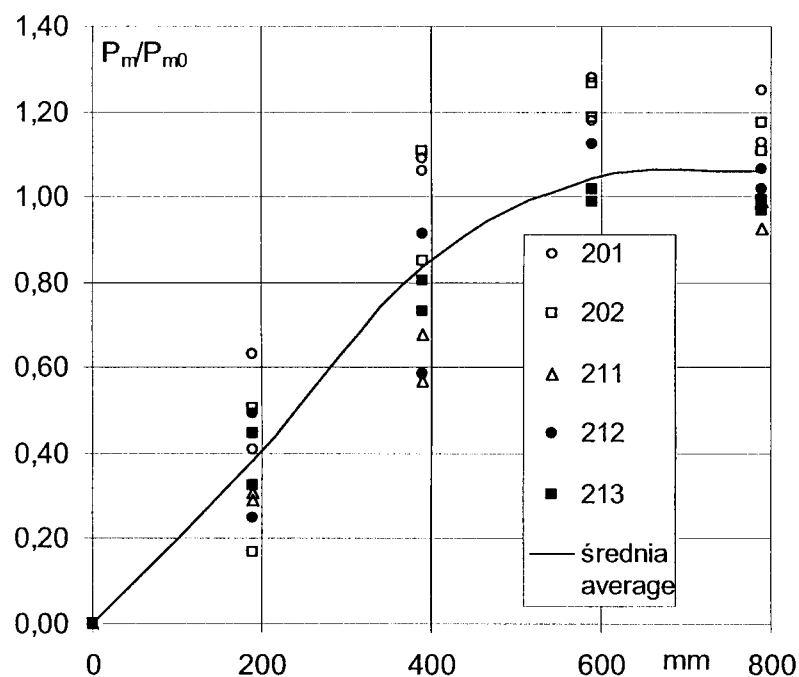
Less value of the reinforcement connecting steel profile with concrete had only influence on the sector length of the transmission of prestressing force. From the measurements of the strains there was magnitude of prestressing force in particular beam cross-sections evaluated. From the diagram in fig. 3.12 results, that both in beams with width of 390mm and in beams with width of 590mm, full transmission of the prestressing force to the concrete was reached in the distance about 600mm from the element frontal face. It can be thus state, that like in series I, the length of the anchorage distance is about 600mm, regardless of the cross-section type. The differences in prestressing force magnitude in both types of the beams are visible before all in cross-sections situated next to the element frontal face. In the distance of $1/3 l_{bp}$, effective prestressing force in beams with width of 590mm is only about 10%, but in the distance of $2/3 l_{bp}$ already 70%. In the analogical cross-sections in the beams with width of 390mm, values of effective prestressing force are 40% and over 80%, respectively.



Rys. 3.11. Odkształcenia spowodowane początkową siłą sprężającą
Fig. 3.11. Strains due to the initial prestressing force

Ta sytuacja wynika z faktu, że cięgna sprężające w belkach o szerokości 390mm były usytuowane tuż przy bocznej powierzchni elementu, zaś w belkach o szerokości 590mm w odległości około 150mm od bocznej powierzchni – porównaj rys. 3.3.

This situation results from the fact, that prestressing tendons in the beams with width of 390mm, were situated next to the side surface of the element, while in the beams with width of 590mm – in the distance of about 150mm from the side surface – compare fig. 3.3.



Rys. 3.12. Rozkład siły sprężającej w strefie zakotwienia
Fig. 3.12. Prestressing force distribution in the anchorage zone

3.3.2. Zachowanie się elementów podczas obciążania

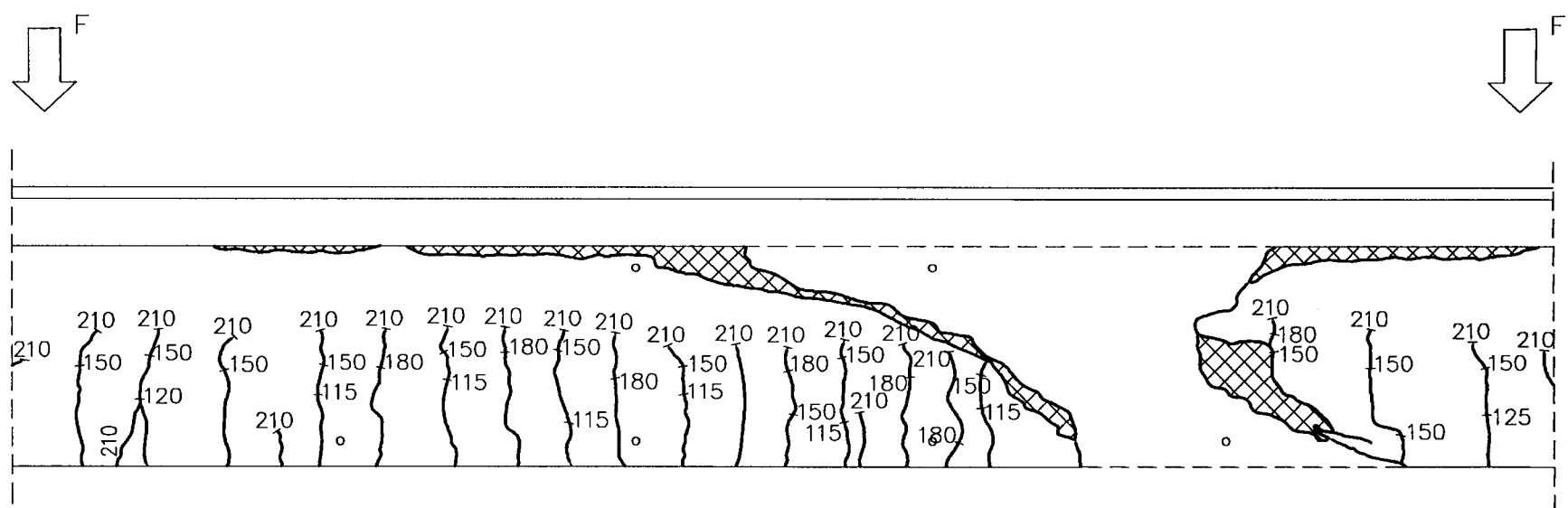
3.3.2. The elements behaviour during loading

Belka 201

Belka ta, zbadana jako prefabrykat, była traktowana jako „świadek” do belki zespolonej z nadbetonem nr 202. Rysy prostopadłe do osi podłużnej pojawiły się w środkowej strefie przy sile $F=115\text{kN}$, a zatem moment rysujący wyniósł 345kNm . Zarysowanie nastąpiło zatem zdecydowanie później niż przewidywano obliczeniami. Obliczeniowy moment wynosi bowiem 282kNm . Szerokości rozwarcia rys prostopadłych do osi podłużnej elementu wynosiły: przy sile 150kN $0,10\text{mm}$, przy sile 180kN $0,30\text{mm}$, zaś tuż przed zniszczeniem, przy sile 210kN $0,55\text{mm}$. Obraz zarysowania strefy środkowej pokazano na rys. 3.13.

Beam 201

This beam, tested as the pre-cast element, was treated as a “witness” in relation to the composite beam with overconcrete number 202. The cracks, vertical to the longitudinal axis appeared in the centre zone at the force $F=115\text{kN}$, thus the cracking moment was 345kNm . Cracking took place therefore decidedly later than it was expected by calculations. For the design moment is 282kNm . The width of the cracks vertical to the longitudinal axis of the element were: by force of 150kN – $0,10\text{mm}$, by force of 180kN – $0,30\text{mm}$, while just before failure, by force $210 = 0,55\text{mm}$. The crack pattern of the centre zone is shown in the fig. 3.13.



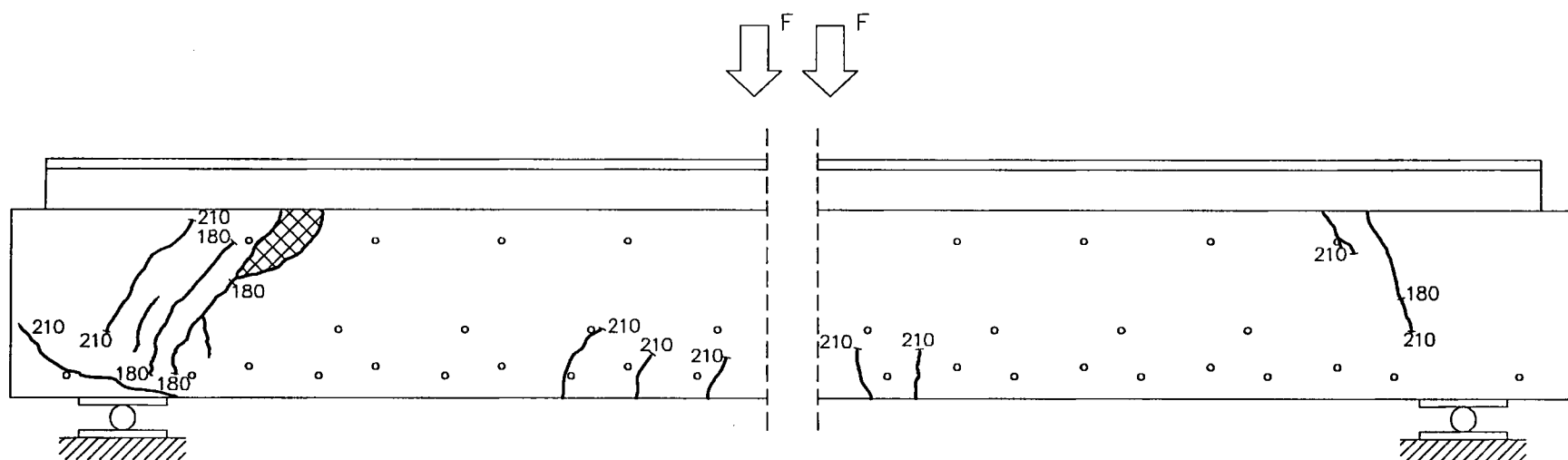
Rys. 3.13. Belka 201, rysy w strefie środkowej
Fig. 3.13. Beam 201, crack in the centre zone

Przy tym maksymalnym obciążeniu nie zaobserwowano rys ukośnych w strefach przypodporowych. Tak więc naprężenia $\tau = \frac{210 \times 10^3}{390 \times 0,9 \times 270} = 2,22 \text{ MPa}$ nie spowodowały zarysowania ukośnego.

Przy siłach równych 180kN pojawiły się rysy nachylone pod kątem około 50 – 60°, w bezpośrednim sąsiedztwie podpory – rys. 3.14.

Under thus maximum loading, there were no diagonal cracks observed in the support regions. Thus, the stress $\tau = \frac{210 \times 10^3}{390 \times 0,9 \times 270} = 2,22 \text{ MPa}$, did not caused the diagonal cracking.

Under forces equal 180kN appeared cracks inclined under the angle about 50 – 60°, at close support vicinity – fig. 3.14.



Rys. 3.14. Belka 201, rysy w bezpośrednim sąsiedztwie podpory
Fig. 3.14. Beam 201, cracks in the nearest vicinity of the support

Intensywniejsze zarysowanie wystąpiło po stronie łączników o szerokości 25mm. Rysy te świadczyły o powstaniu wysokich naprężeń rozciągających w łącznikach tuż nad podporą. Zniszczenie elementu nastąpiło gwałtownie przy sile $F_u=230 \text{ kN}$ ($M_u^{\text{exp}}=660 \text{ kNm}$), a więc osiągnięto 90% nośności zginania. Po dokładnym sprawdzeniu zerwanego połączenia łączników z kształtownikiem okazało się, że spoiny czołowe zostały wykonane wadliwie. W żadnej nie stwierdzono prawidłowego przetopu. Zostały zerwane wszystkie spoiny łączące 1/2HEB z łącznikami o szerokości 25mm, aż do połowy rozpiętości belki.

Belka 202

Pierwsze rysy prostopadłe do osi podłużnej belki, o szerokości 0,1mm, pojawiły się przy sile $F=150 \text{ kN}$ ($M_u^{\text{exp}}=450 \text{ kNm}$), zatem nieznacznie mniej niż przewidywano obliczeniowo $M_{cr}^{\text{cal}}=429 \text{ kNm}$. Te rysy przy sile 230kN, a więc przy wyłączeniu około 0,70, miały szerokość rozwarcia 0,3mm. Przy sile $F=190 \text{ kN}$ pojawiła się nad podporą, od strony łączników o szerokości 25mm, rysa ukośna, której pojawieniu się towarzyszyły charakterystyczne trzaski świadczące o zrywaniu spoin między łącznikami pionowymi a kształtownikiem. W tym wypadku raczej dotyczyło to spoin górnych. Przy tym zarysowaniu nastąpiło także wzajemne przemieszczenie między betonem prefabrykatu a nadbetonem na odcinku od czoła belki do podpory. Przy kolejnych obciążeniach wzajemne przemieszczenie między prefabrykatem a nadbetonem pogłębiało się oraz ulegały zerwaniu następne spoiny czołowe.

Zniszczenie tej strefy przypodporowej nastąpiło przy sile $F_u=240 \text{ kN}$ ($M_u^{\text{exp}}=720 \text{ kNm}$). Przy tej sile nastąpiło całkowite zerwanie przyczepności między prefabrykatem

More intensive cracking appeared on the side of the connectors with width of 25mm. These cracks proved the creation of high tensile stresses in the connectors close by over the support. The failure of the element took place rapidly under the force $F_u=230 \text{ kN}$ ($M_u^{\text{exp}}=660 \text{ kNm}$), so there was reached 90% of bending capacity. After precise check of the broken contact of connectors with the profile it appeared, that the butt welds was made defective. There was not stated in every weld the proper weld penetration. All welds connecting 1/2HEB with the connectors of 25mm width were broken till the half of the beam span.

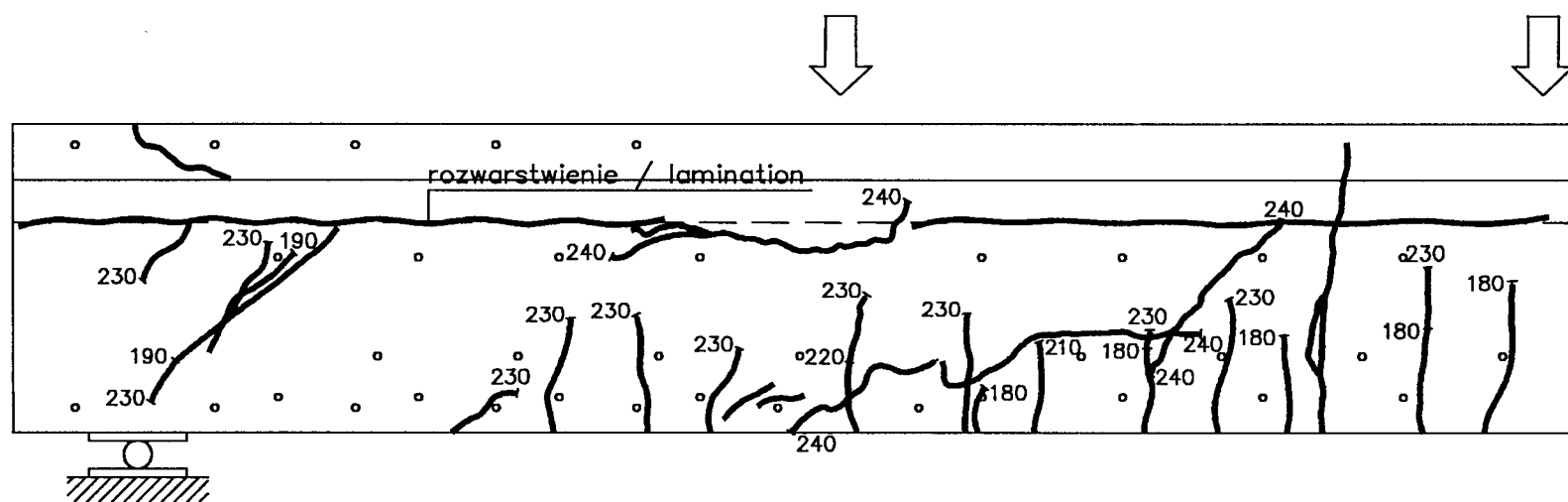
Beam 202

First cracks perpendicular to the longitudinal beam axis, with 0,10mm width, appeared under the force $F=150 \text{ kN}$ ($M_u^{\text{exp}}=450 \text{ kNm}$), so only a little lower than as was expected by calculations $M_{cr}^{\text{cal}}=429 \text{ kNm}$. These cracks under the force equals 230kN namely under the effort about 0,70, had the width 0,30mm. With the force $F=190 \text{ kN}$, the diagonal crack appeared over the support from the side of the 25mm width connectors, which appearance was accompanied by characteristic crashes, to testify that the welds between vertical connectors and profile were broken. In this case it was referred rather to the top welds. By this cracking it took place also mutual displacement between concrete of the precast element and overconcrete in this section from the beam front side to the support. Under next loadings this mutual displacement between precast element and the overconcrete became more intense and the next front side welds were broken.

The failure of this support zone took place under the force $F_u=240 \text{ kN}$ ($M_u^{\text{exp}}=720 \text{ kNm}$). By this force it took place full rupture of the bond between precast element and

a nadbetonem na odcinku od podpory do drugiej siły skupionej, także ze znacznym przemieszczeniem pionowym oraz zarysowanie pionowe w strefie rozciąganej świadczące o zerwaniu na tym odcinku spoin dolnych – rys. 3.15.

overconcrete in this section from the support to the second concentrated load, also with significant vertical displacement and vertical cracking in the tension zone, that can testify that the bottom welds in this section were broken – fig. 3.15.



Rys. 3.15. Belka 202, strefa po stronie łączników o szerokości 25mm
Fig. 3.15. Beam 202, zone on the side of the 25mm width connectors

W tej samej belce w strefie przypodporowej, w której zastosowano łączniki o szerokości 50mm nie pojawiły się żadne rysy ukośne.

W tej sytuacji zdecydowano się na wzmocnienie zniszczonej strefy przypodporowej i ponowne obciążenie belki, aż do kolejnego zniszczenia.

Po kolejnym obciążeniu pierwsza wyraźna rysa ukośna w strefie z łącznikami pionowymi o szerokości 50mm pojawiła się przy sile $F=310\text{kN}$, a więc przy naprężeniach

$$\tau = \frac{620 \times 10^3}{390 \times 0,9 \times 385} = 4,58\text{MPa}, \text{ co stanowi } 0,66f_{ct,sp}. \text{ Przy}$$

tej samej sile nastąpiło także zarysowanie ukośne w bezpośrednim sąsiedztwie podpory świadczące o nadmiernym wyężeniu łączników podporowych – rys. 3.16.

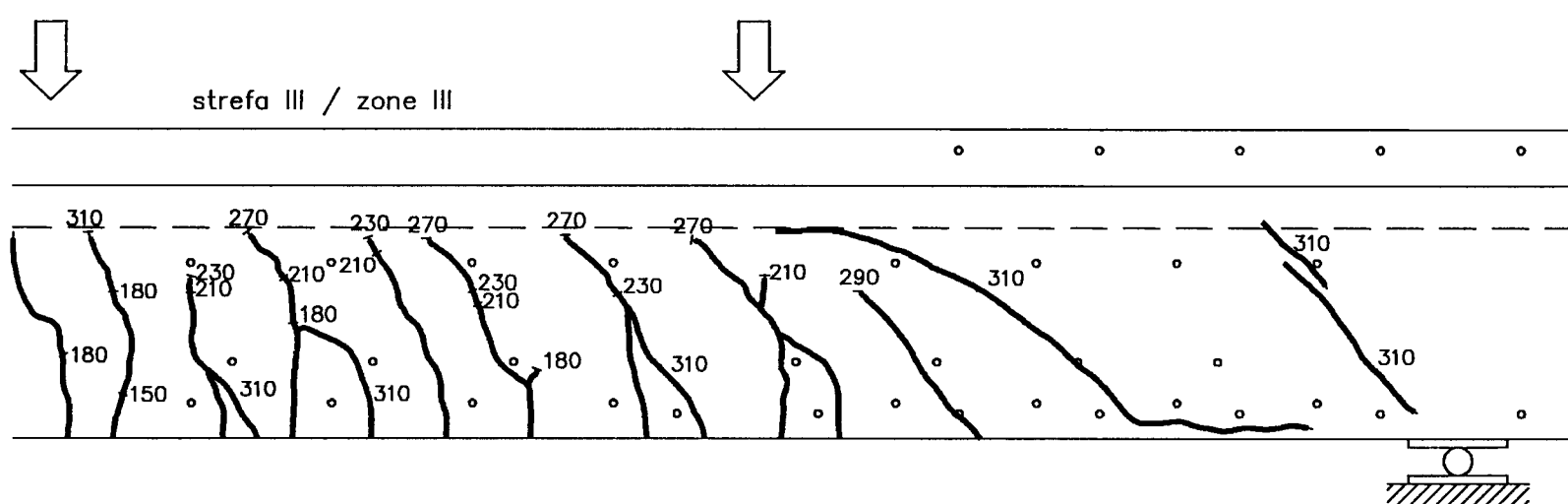
In the same beam in this support zone, in which were used the 50mm width connectors, there did not appeared diagonal cracks

In this situation there was decided, that the damaged support zone should be strengthened and once more loaded, till the next failure.

After next loading first marked diagonal crack appeared in the zone with vertical 50mm width connectors, under the force $F=310\text{kN}$, thus by the stresses

$$\tau = \frac{620 \times 10^3}{390 \times 0,9 \times 385} = 4,58\text{MPa}, \text{ that is } 0,66f_{ct,sp}. \text{ Under}$$

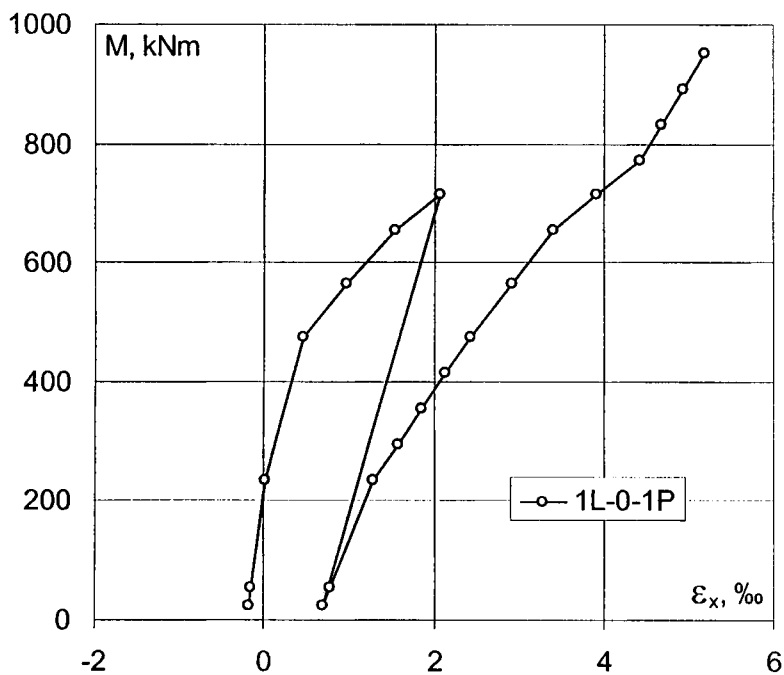
the same force there occurred also the diagonal cracking in direct support vicinity, attesting to the excessive effort of the support connectors – fig. 3.16.



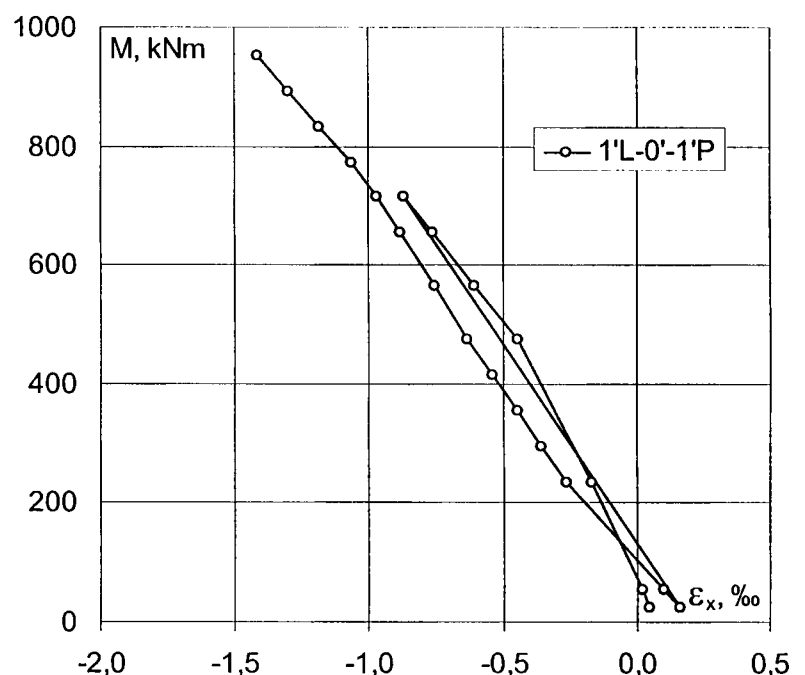
Rys. 3.16. Belka 202, strefa po stronie łączników o szerokości 50mm
Fig. 3.16. Beam 202, zone on the side of the 50mm width connectors

Nie zaobserwowano jednak wzajemnego przemieszczenia się betonu prefabrykatu i nadbetonu. Zniszczenie belki w wyniku ścinania nastąpiło przy sile $F_u=329\text{kN}$, co stanowiło 90% siły obliczeniowej ze względu na zginanie. O znaczącym wyężeniu belki na zginanie świadczyły także pomiary odkształceń w strefie środkowej. W poziomie zbrojenia rozciąganego odkształcenia wynosiły bowiem powyżej 6‰, zaś w strefie ściskanej około 1,5‰ – rys. 3.17.

There was however no observation the mutual displacement of the precast element concrete and the overconcrete. The shear failure of the beam occurred under the force $F_u=329\text{kN}$, which was 90% of the calculated force due to bending. The strain measurements in the central zone attested also to the significant effort of the beam in flexure. As in the level of the tension reinforcement strains were over 6‰, but in the compression zone about 1,50‰ – fig. 3.17.



Rys. 3.17. Belka 202, odkształcenia w strefie środkowej
Fig. 3.17. Beam 202, strains in the central zone

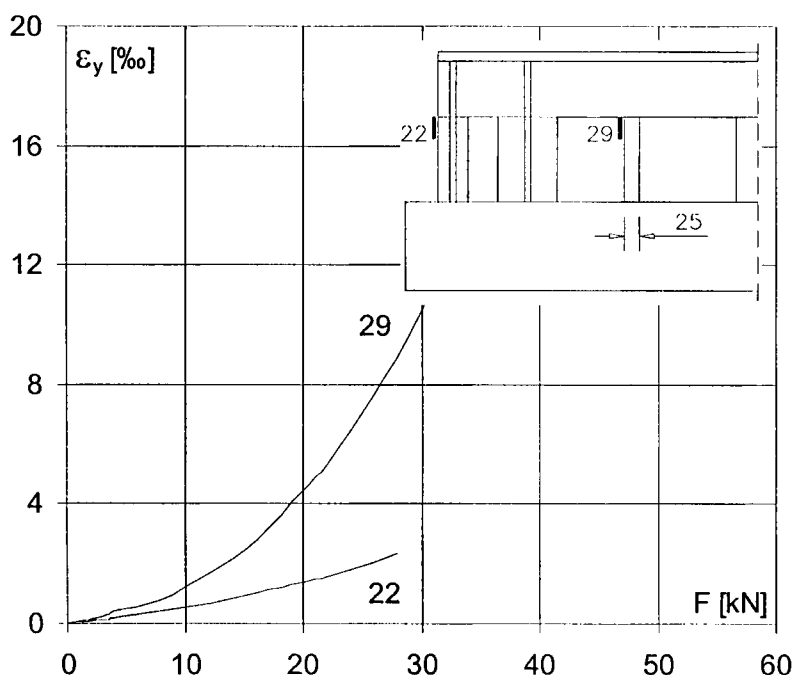


Belka 211

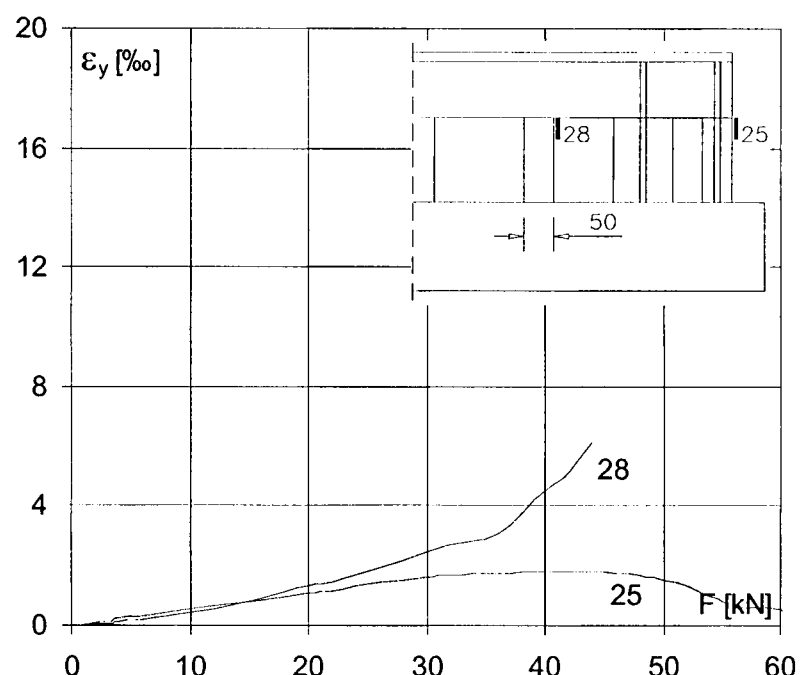
W belce, w której betonowy, sprężony pas dolny i profil stalowy pasa górnego były połączone jedynie pionowymi płaskownikami musiało dojść do zniszczenia wskutek odkształceń postaciowych. Przeprowadzone pomiary tensometryczne wykazały, że w strefie przypodporowej wskutek oddziaływania siły podłużnej, w miejscu połączenia łączników z pasem górnym, w strefie przypodporowej następuje szybki przyrost odkształceń – rys. 3.18. Po stronie łączników o szerokości 25mm miejscowe uplastycznienie stali łącznika w pobliżu spoiny czołowej nastąpiło już przy sile około 12kN, zaś po stronie łącznika o szerokości 50mm przy sile około 30kN. Odkształcenia w łącznikach w osi podpory zarówno z jednej, jak i z drugiej strony były podobne. Upłastycznienie stali w tych łącznikach nastąpiło przy sile około 22kN – rys. 3.18.

Beam 211

In the beam, in which concrete, prestressed bottom chord and the steel profile of the top chord were connected only with vertical flat irons, it had to come to damage due to non-dilatational strains. Measurements carried out by means of resistance strain gauges have shown, that in the support zone, due to influence of longitudinal force, in join place of the connectors with the top chord, there occurs in the support zone fast increase of the strains – fig. 3.18. On the side of the 25mm width connectors local yielding of the connectors steel took place close to the front side weld already by the force about 12kN, but on the side of the 50mm width connectors under the force of about 30kN. Strains in the connectors in the support axis both on one as well on the other side were similar. Yielding of the steel in these connectors occurred by the force of about 22kN – fig. 3.18.

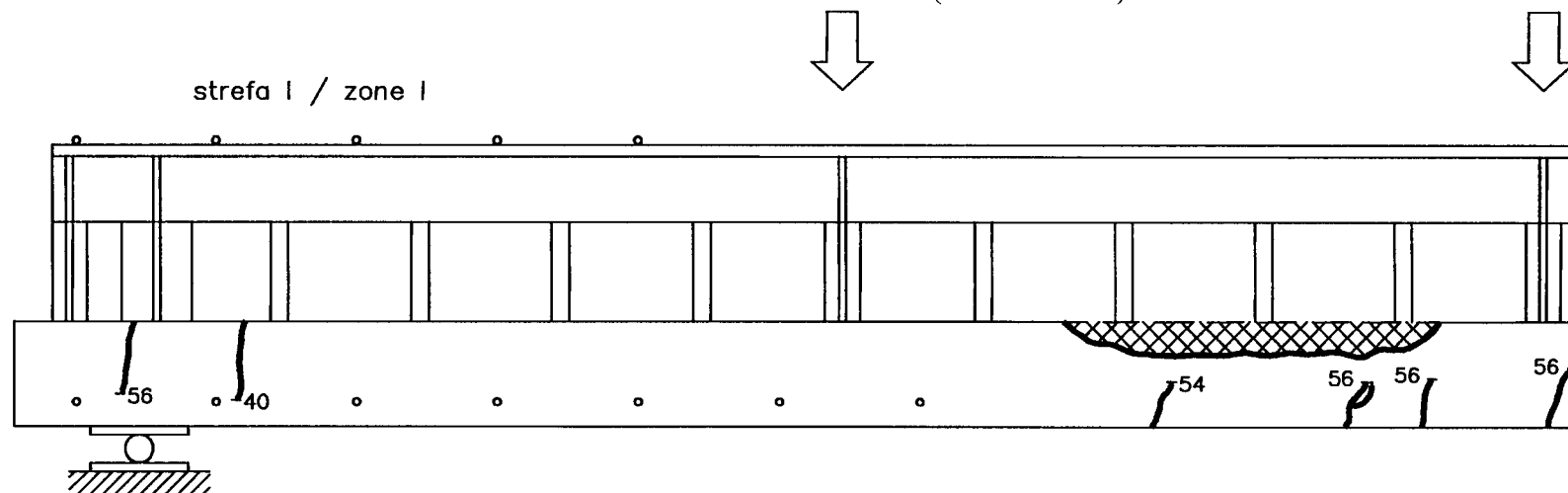


Rys. 3.18. Belka 211, odkształcenia łączników
Fig. 3.18. Beam 211, the connectors strains



Już przy sile $F=40\text{kN}$ ($M=120\text{kNm}$) nastąpiło zarysowanie w pobliżu podpory po stronie łączników o szerokości 25mm. Podobne zarysowanie po przeciwnej stronie (łączniki o szerokości 50mm) nastąpiło przy sile 56kN ($M=158\text{kNm}$). Przy tej sile pas dolny na połowie belki był intensywnie zarysowany – rys. 3.19. Druga połowa belki (łączniki o szerokości 50mm) nie była zarysowana. Zniszczenie nastąpiło przy sile 79kN ($M=177\text{kNm}$).

Under the force $F=40\text{kN}$ ($M=120\text{kNm}$) already, cracking occurred near the support on the side of the 25mm width connectors. Similar cracking on the opposite side (50mm width connectors) occurred under the force 56kN ($M=158\text{kNm}$). By this force bottom chord in one half length of the beam was intensive cracked – fig. 3.19. Second half of the beam (50mm width connectors) was not cracked. Failure occurred under the force equals 79kN ($M=177\text{kNm}$).



Rys. 3.19. Belka 211, układ rys po zniszczeniu
Fig. 3.19. Beam 211, crack pattern after damage

Belka 212

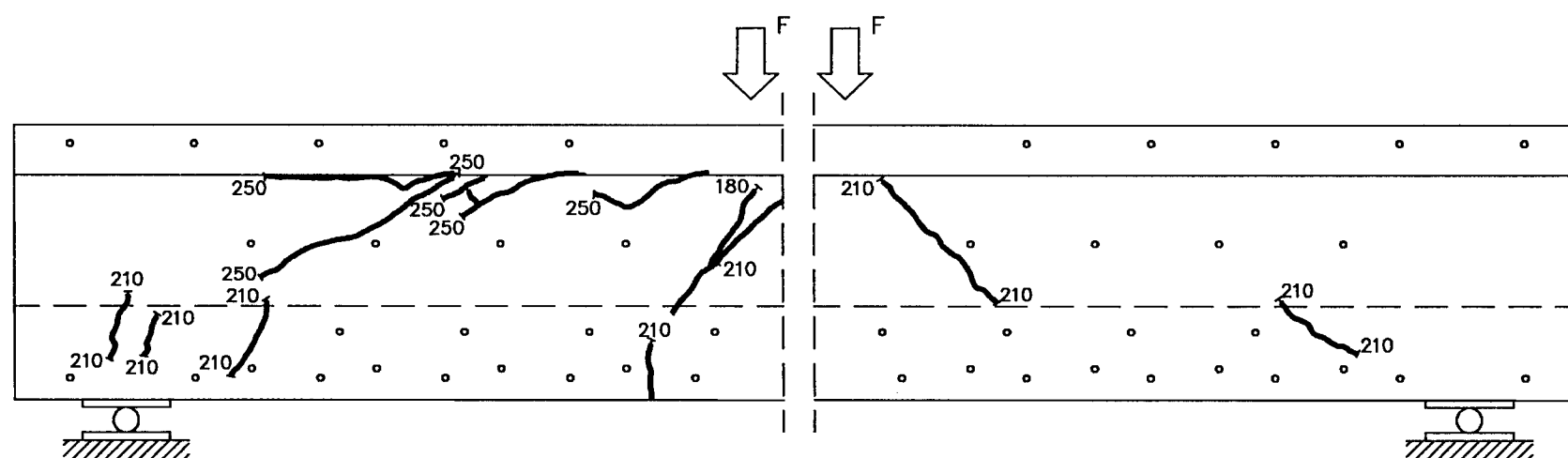
Pierwsze rysy o szerokości rozwarcia 0,07mm, prostopadłe do osi elementu, pojawiły się przy sile 150kN ($M_{cr}=450\text{kNm}$). Moment rysujący był zatem zgodny z obliczeniowym. Rysy te przy obciążeniu $F=230\text{kN}$ (wyężenie przekroju około 0,7) miały maksymalną szerokość rozwarcia 0,2mm.

Pierwsza rysa ukośna o szerokości rozwarcia 0,2mm pojawiła się po stronie łączników o szerokości 25mm, pod siłą skupioną przy obciążeniu 190kN. Pojawieniu się tej rysy towarzyszyły charakterystyczne trzaski świadczące o zrywaniu spoin czołowych łączących łączniki z pasem górnym. Nietypowe miejsce usytuowania tej rysy (rys. 3.20) świadczy o wadliwym połączeniu łącznika z pasem górnym w tym miejscu. Wcześniej, przy sile 150kN, zaobserwowano wzajemne przemieszczenie betonu i nadbetonu.

Beam 212

First cracks of width equals 0,07mm, perpendicular to the element axis, appeared under the force 150kN ($M_{cr}=450\text{kNm}$). Crack moment was thus in conformity with the calculated moment. These cracks had maximum width of 0,20mm by the force $F=230\text{kN}$ (effort of the cross-section about 0,7).

First diagonal crack with the width of 0,20mm appeared in the region of the 25mm width connectors, under concentrated force by the load 190kN. The appearance of this crack was accompanied by characteristic crashes attested to the tearing of the front side welds joining with the top chord. Non-typical place of this crack position (fig. 3.20) testified to a faulty join of the connector with top chord in that place. Previous, under the force of 150kN, there were observed mutual displacement of concrete and overconcrete.



Rys. 3.20. Belka 212, układ rys po zniszczeniu
Fig. 3.20. Beam 212, crack pattern after damage

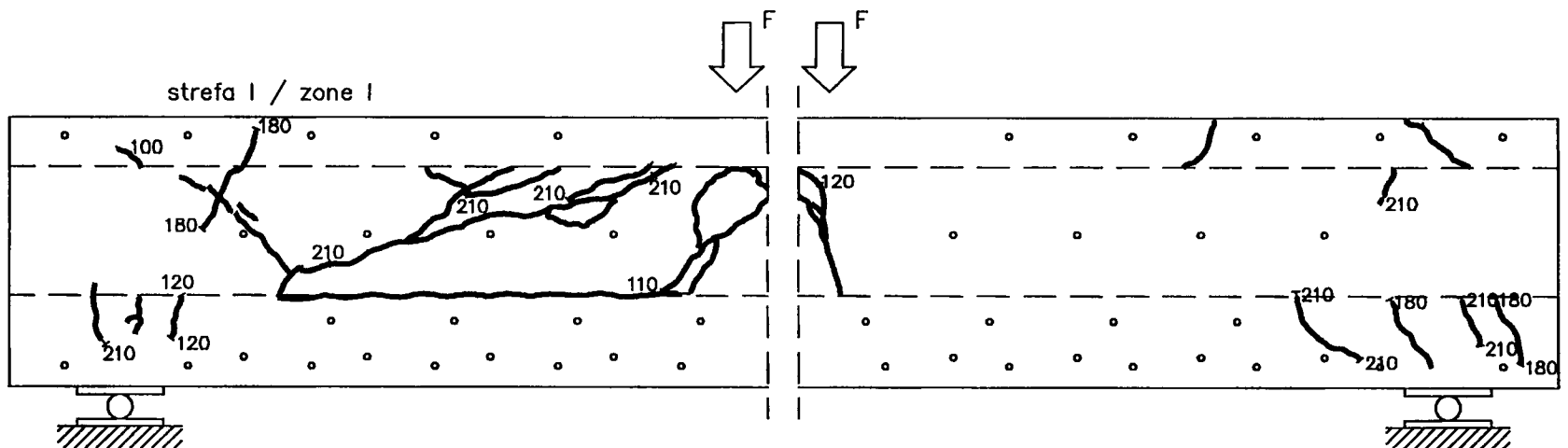
Typowe rysy ukośne w strefach przypodporowych zarówno po stronie łączników o szerokości 25mm, jak i 50mm powstały przy sile 210kN, a więc przy naprężeniach $\tau = \frac{420 \times 10^3}{390 \times 0,9 \times 385} = 3,10\text{MPa}$.

Typical diagonal cracks in the support zones both on the side of the 25mm width connectors and 50mm ones, arose under the force of 210kN, so by the stresses $\tau = \frac{420 \times 10^3}{390 \times 0,9 \times 385} = 3,10\text{MPa}$.

Stanowi to około $0,64f_{ct}$ nadbetonu. Zniszczenie belki przy sile 250kN nastąpiło gwałtownie w strefie przypodporowej po stronie łączników o szerokości 25mm wskutek zrywania kolejnych spoin łączących łączniki z pasem górnym.

Belka 213

Podobnie jak w belce 212, także i w tym wypadku, pierwsze rysy prostopadłe do osi elementu, zgodnie z oczekiwaniem, pojawiły się przy sile 150kN ($M_{cr}=450\text{kNm}$). Były to rysy o szerokości rozwarcia około 0,05mm. Pierwsze rysy w betonie prefabrykatu tuż nad podporą po stronie łączników o szerokości 25mm pojawiły się już przy sile 120kN (rys. 3.21).



Rys. 3.21. Belka 213, układ rys po zniszczeniu
Fig. 3.21. Beam 213, crack pattern after damage

Przy tym obciążeniu nastąpiło też wzajemne przemieszczenie między betonem prefabrykatu a nadbetonem. Przy drugiej podporze (łączniki o szerokości 50mm) tego rodzaju rysy i wzajemne przemieszczenie miały miejsce przy sile 180kN (patrz rys. 3.21).

Pierwsze charakterystyczne trzaski świadczące o zrywaniu spoin wystąpiły przy sile 150kN. Zniszczenie po stronie łączników o szerokości 25mm wskutek zerwania spoin wystąpiło przy sile 230kN ($M_u^{exp}=690\text{kNm}$). Było to zatem mniejsze obciążenie niż w wypadku belki 212, choć w tej belce zastosowano na całej długości belki dodatkowe strzemiona $\varnothing 8\text{mm}$ w rozstawie co 250mm, łączące prefabrykat z nadbetonem. Ta sytuacja potwierdza wcześniejsze obserwacje o ogólnie złej i przypadkowej jakości wykonania spoin czołowych. W tej belce jakość była wyjątkowo niska.

Belka 221A

Zrezygnowano z badania belki w wersji projektowej, jako że badanie takie byłoby powtórzeniem badania belki 211. W laboratorium katedry wykonano zatem nadbeton, przy czym szerokość nadbetonu wynosiła 400mm (rys. 3.22).

Wytrzymałość nadbetonu w dniu badania wynosiła $f_{c,cube}=48\text{MPa}$, zaś wytrzymałość prefabrykatu 103MPa. Przed wykonaniem nadbetonu wzmocniono dostępne spoiny górne, jako że poprzednie badania belek wykazały ogólnie mierną i zróżnicowaną jakość spoin. Pierwsze rysy w strefie środkowej, prostopadłe do osi elementu, pojawiły się przy sile 160kN ($M_{cr}=480\text{kNm}$). Obliczeniowy moment rysujący wynosi tylko 285kNm. Tak więc zarysowanie wystąpiło znacznie później.

That makes about $0,64f_{ct}$ of the overconcrete. Failure of the beam took place under the force of 250kN and occurred rapidly in the support zone on the side of 25mm width connectors because of tearing off next welds joining the connectors with the top chord.

Beam 213

Like in the case of beam 212, also in this case, first cracks perpendicular to the element axis, as it was expected, occurred by force 150kN ($M_{cr}=450\text{kNm}$). There were cracks of the width equal about 0,05mm. First cracks in the concrete of precast element, just over the support, on the side of the 25mm width connectors, appeared already by force 120kN (fig. 3.21).

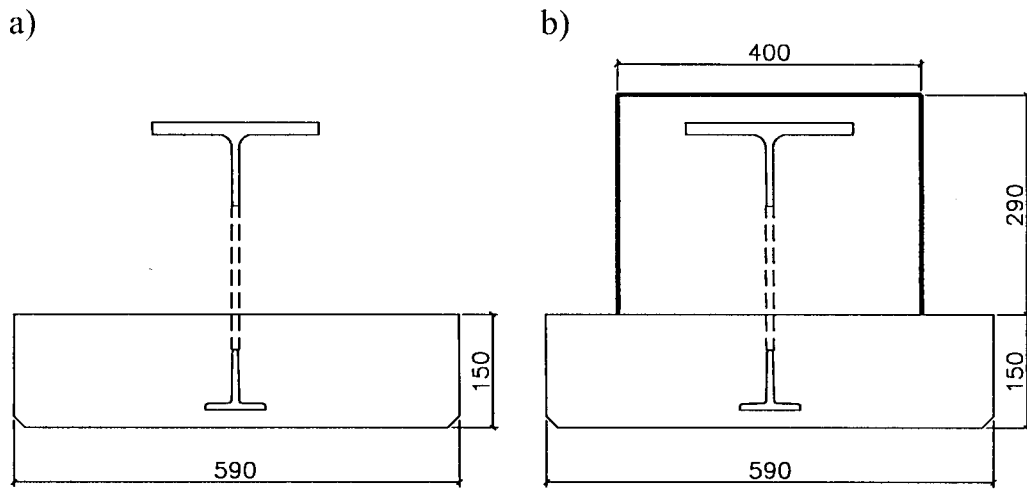
Under such a loading there took place also mutual displacement between concrete of the precast element and overconcrete. At the second support (50mm width connectors) cracks of that kind and mutual displacement took place by force 180kN (see fig. 3.21).

First characteristic crashes demonstrated the tearing off the welds occurred by force 150kN. The damage on the side of the 25mm width connectors due to breaking the welds took place under the force 230kN ($M_u^{exp}=690\text{kNm}$). That was thus smaller loading than in the case of beam 212, even so in this beam additional stirrups $\varnothing 8\text{mm}$ there were used on whole length of the beam, spacing every 250mm, connecting the precast element with overconcrete. This situation confirms earlier observations about general bad and accidentally quality of the front side welds creation. In this beam quality was exceptionally low.

Beam 221A

There was decided to give up the idea of testing the beam in the design version, because such an investigation would be the repetition of beam 211 test. Thus there was made the overconcrete in the laboratory of the department and the width of the overconcrete was 400mm (fig. 3.22).

The overconcrete strength in the day of testing was $f_{c,cube}=48\text{MPa}$, but the strength of the precast element 103MPa. Before overconcrete has been made, the accessible top welds have been strengthened, because previous beams test have shown generally mean and differentiated quality of welds. First cracks in the central zone, perpendicular to the element axis, appeared by force 160kN ($M_{cr}=480\text{kNm}$). The calculated crack moment was only 285kNm. So, the cracking occurred much later.



Rys. 3.22. Belka 221A: a) wersja projektowa, b) wersja zbadana
Fig. 3.22. Beam 221A: a) design version, b) tested version

Pierwsze rysy ukośne w nadbetonie, w obu strefach przypodporowych, wystąpiły już przy sile 120kN

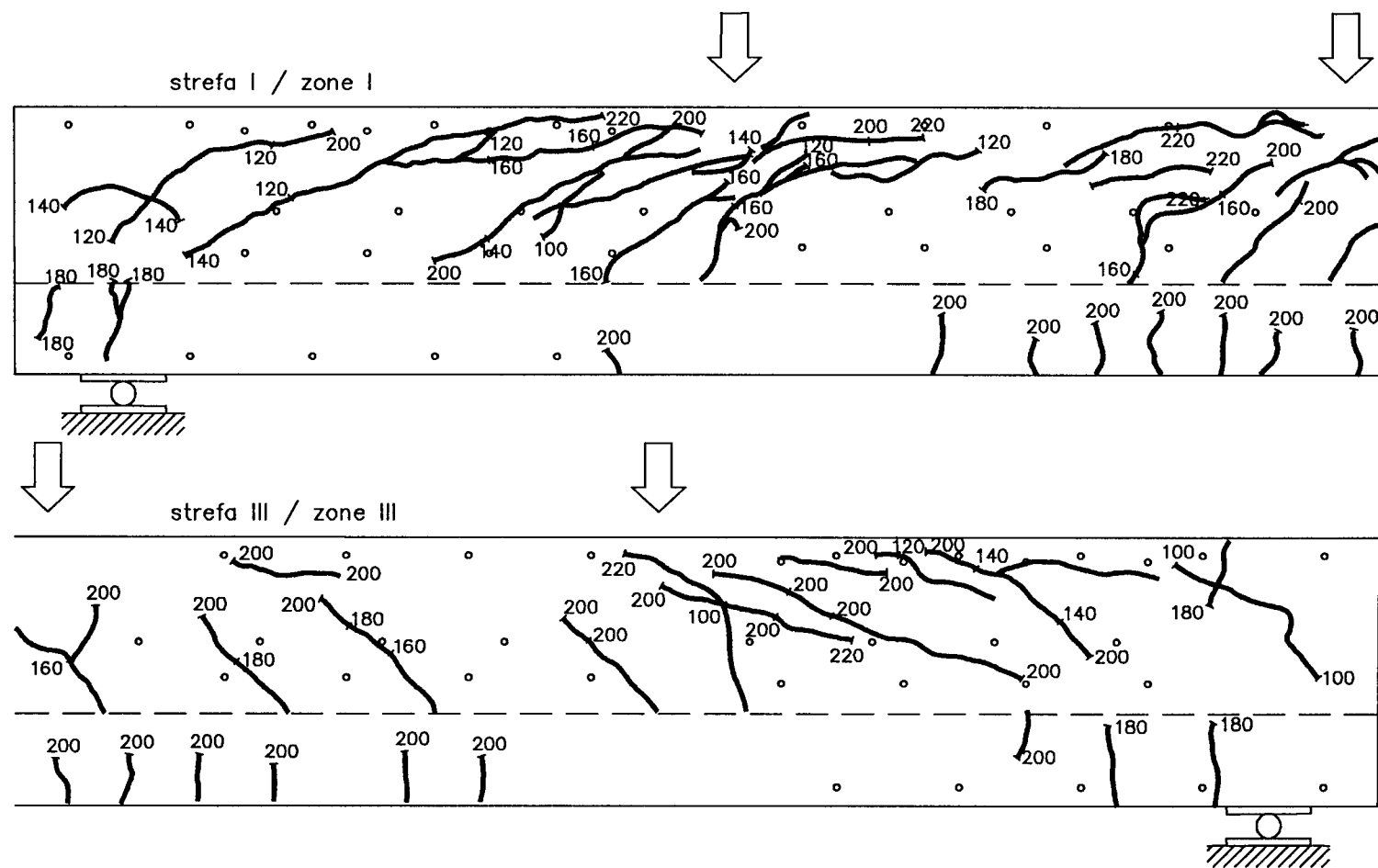
$$\tau = \frac{240 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 385} = 1,74 \text{MPa} = 0,44f_{ct,sp}. \text{ Były to rysy}$$

spowodowane wzajemnym przemieszczeniem betonu prefabrykatu i nadbetonu. Przy tej sile wzajemne przemieszczenie wyniosło zarówno po stronie łączników o szerokości 25mm, jak i 50mm, 0,1mm. Kolejne rysy ukośne pojawiały się i wzrastała ich szerokość rozwarcia w miarę wzrostu obciążenia, któremu towarzyszyło narastające przemieszczenie między betonem a nadbetonem. Układ rys pokazano na rys. 3.23.

First diagonal cracks in overconcrete, in both support zones, occurred already under the force 120kN

$$\tau = \frac{240 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 385} = 1,74 \text{MPa} = 0,44f_{ct,sp}. \text{ That were}$$

cracks caused by mutual displacement of precast element concrete and the overconcrete. By this force the mutual displacement both on the side of 25mm width connectors and 50mm with connectors was equal 0,10mm. The next diagonal cracks appeared and their width increased with the increasing of loading, which was accompanied by the growing displacement between concrete and overconcrete. The crack pattern is presented in fig. 3.23.



Rys. 3.23. Belka 221A, układ rys po zniszczeniu
Fig. 3.23. Beam 221A, crack pattern after failure

Zniszczenie belki nastąpiło przy sile 230kN ($M_u^{exp} = 690 \text{kNm}$) w strefie przypodporowej po stronie łączników o szerokości 25mm. Wzajemne przemieszczenie między betonem a nadbetonem w tej strefie przypodporowej przy sile 220kN wynosiło 2,4mm.

The failure of the beam took place by force 230kN ($M_u^{exp} = 690 \text{kNm}$) in the support zone on the side of 25mm width connectors. The mutual displacement between concrete and overconcrete in this support zone, under the force 220kN, was 2,4mm.

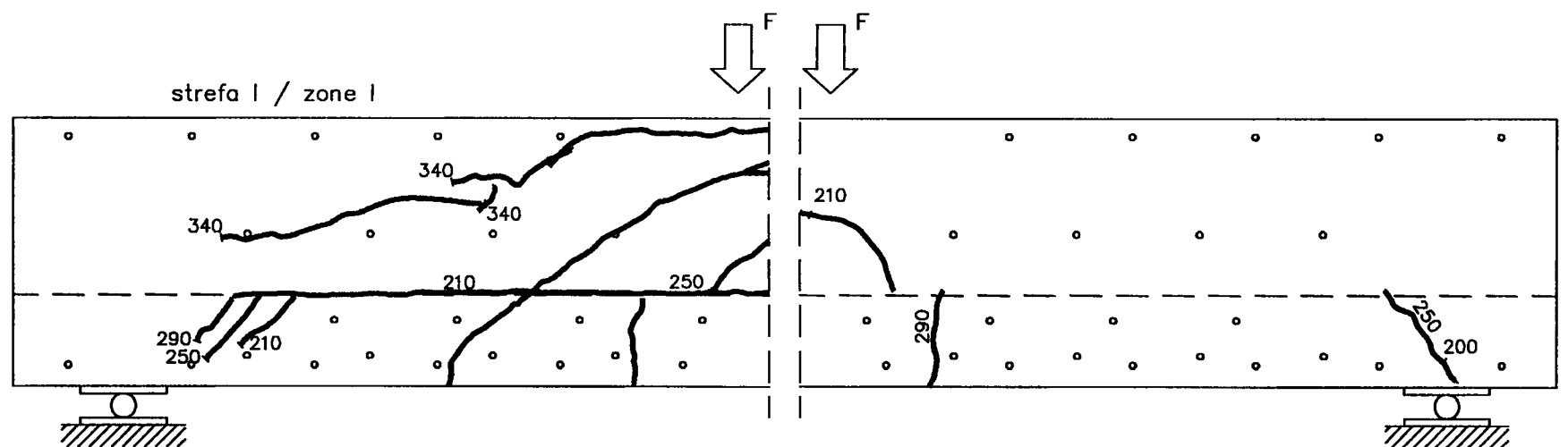
Belka 222

W belce 222 pierwsze rysy o szerokości rozwarcia 0,05mm w strefie środkowej, prostopadłe do osi elementu pojawiły się przy sile 150kN ($M_{cr}=450\text{kNm}$). Obliczeniowy moment rysujący wynosi $M_{cr}=381\text{kNm}$. Zarysowanie nastąpiło znacznie później niż oczekiwano.

Pierwsze rysy w strefach przypodporowych pojawiły się przy sile 210kN, przy czym w strefie przypodporowej po stronie łączników o szerokości 25mm przy tej sile nastąpiło zerwanie przyczepności między betonem prefabrykatu a nadbetonem na odcinku od podpory do pierwszej siły skupionej. Nie zaobserwowano jednak wzajemnego przemieszczenia między betonem a nadbetonem przy czole elementu. Zerwanie przyczepności nastąpiło

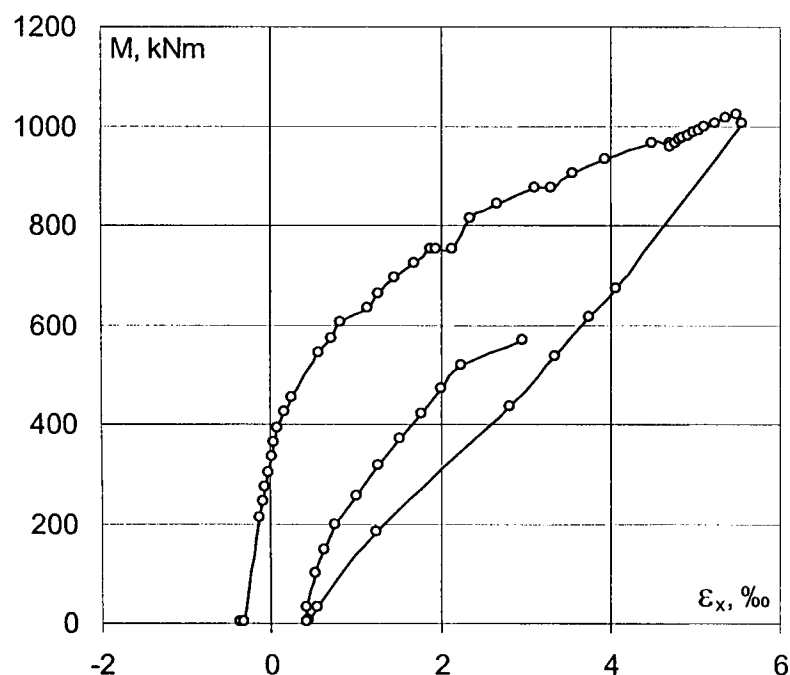
zatem przy naprężeniach $\tau = \frac{420 \times 10^3}{590 \times 0,9 \times 385} = 2,06\text{MPa}$
 $= 0,21f_{ct,sp}$. Zniszczenie belki nastąpiło przy sile 340kN ($M_u^{exp}=1020\text{kNm}$), a więc przy wyężeniu $\frac{M_u^{exp}}{M_u^{cal}} = 0,84$.

Niszcząca rysa ukośna w nadbetonie po stronie łączników o szerokości 25mm objęła całą strefę przypodporową od podpory do pierwszej siły skupionej – rys. 3.24. Strefa przypodporowa po stronie łączników o szerokości 50mm nie była zarysowana.

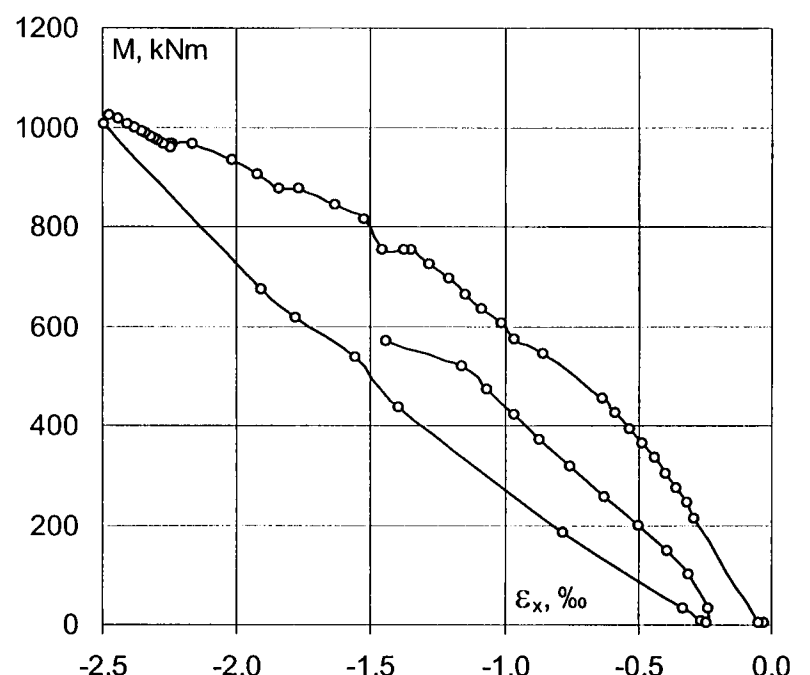


Rys. 3.24. Belka 222, układ rys po zniszczeniu
 Fig. 3.24. Beam 222, crack pattern after failure

a) strefa rozciągana / tension zone



b) strefa ściskana / compression zone



Rys. 3.25. Belka 222, odkształcenia w strefie środkowej
 Fig. 3.25. Beam 222, strains in the central zone

Beam 222

In the beam 222 first cracks of width equals 0,05mm in the central zone, perpendicular to the element axis, appeared by force 150kN ($M_{cr}=450\text{kNm}$). Calculated crack moment equals $M_{cr}=381\text{kNm}$. Cracking occurred much later than it was expected.

First cracks in the support zones appeared under the force 210kN and by that in the support zone the break of bond between precast element concrete and overconcrete took place in the section from the support to the first concentrated load. There was still not observed mutual displacement between concrete and overconcrete at the front side of the element. The rupture of the bond took place

thus by the stresses $\tau = \frac{420 \times 10^3}{590 \times 0,9 \times 385} = 2,06\text{MPa}$
 $= 0,21f_{ct,sp}$. Failure of the beam was under the force 340kN ($M_u^{exp}=1020\text{kNm}$), so by the effort $\frac{M_u^{exp}}{M_u^{cal}} = 0,84$. The

damage diagonal crack in overconcrete on the side of the 25mm width connectors comprised whole support zone from the support to the first concentrated load – fig. 3.24. The support zone on the side of 50mm width connectors was not cracked.

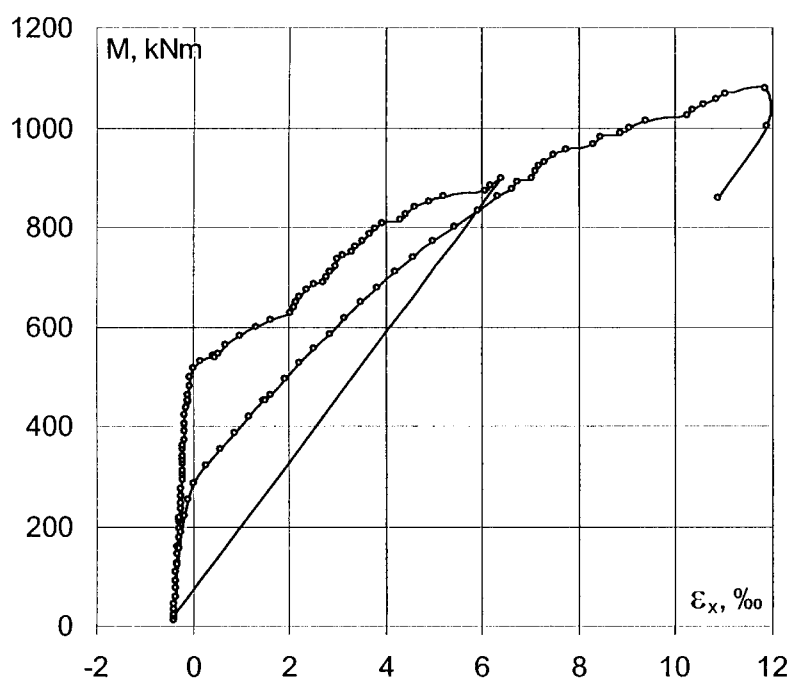
O znacznym wyężeniu przekroju na zginanie równym 0,84 świadczą odkształcenia skrajnego włókna strefy ściskanej i w poziomie zbrojenia rozciąganego – rys. 3.25. Odkształcenia te przy zniszczeniu wynosiły bowiem odpowiednio $-2,5\text{‰}$ i $+5,5\text{‰}$.

Belka 223

Belki 222 i 223 różniły się jedynie tym, że w belce 223 zastosowano dodatkowe pręty $2\text{Ø}8$ rozmieszczone równomiernie na całej długości belki w rozstawie co 250mm. Pręty te łączyły beton prefabrykatu z nadbetonem.

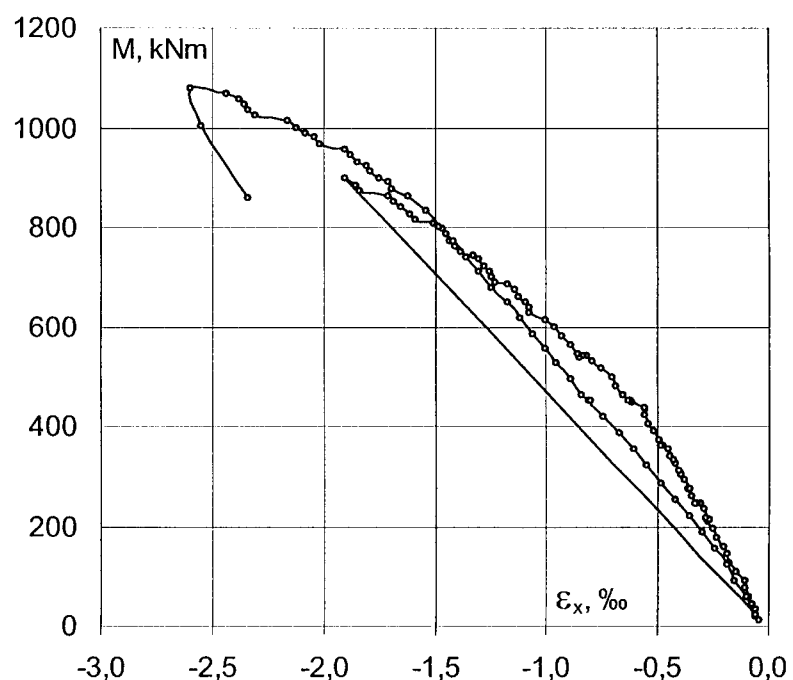
Belka 223 była jedyną z tej serii, w której uzyskano pełną nośność na zginanie. Obciążenie belki siłami równymi 400kN (maksymalny zakres siłowników hydraulicznych) nie doprowadził do zniszczenia. Pomiary prowadzono jedynie do siły $F=360\text{kN}$ i przy tej sile odkształcenia skrajnego włókna strefy ściskanej wynosiły $2,6\text{‰}$, zaś w strefie rozciąganej w poziomie zbrojenia aż 12‰ – rys. 3.26.

a) strefa rozciągana / tension zone

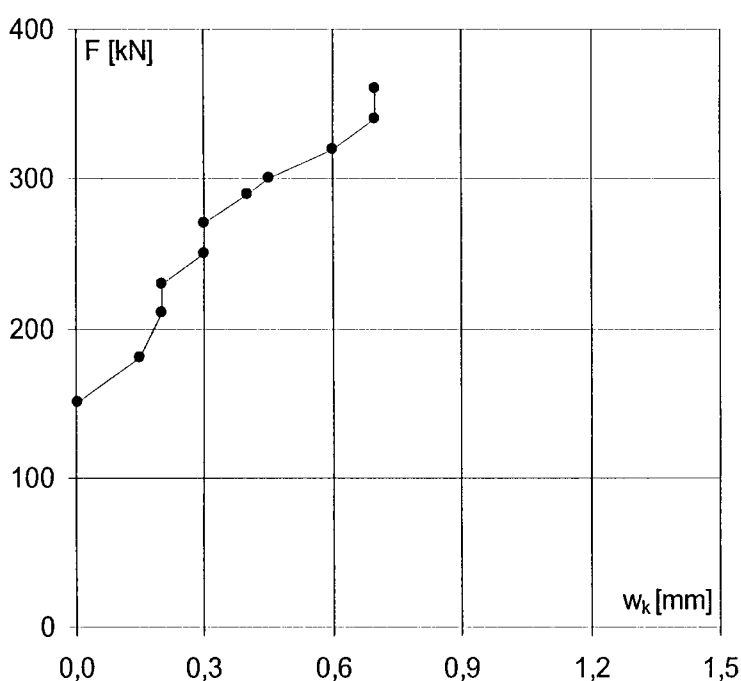


Rys. 3.26. Belka 223, odkształcenia w strefie środkowej
Fig. 3.26. Beam 223, strains in the central zone

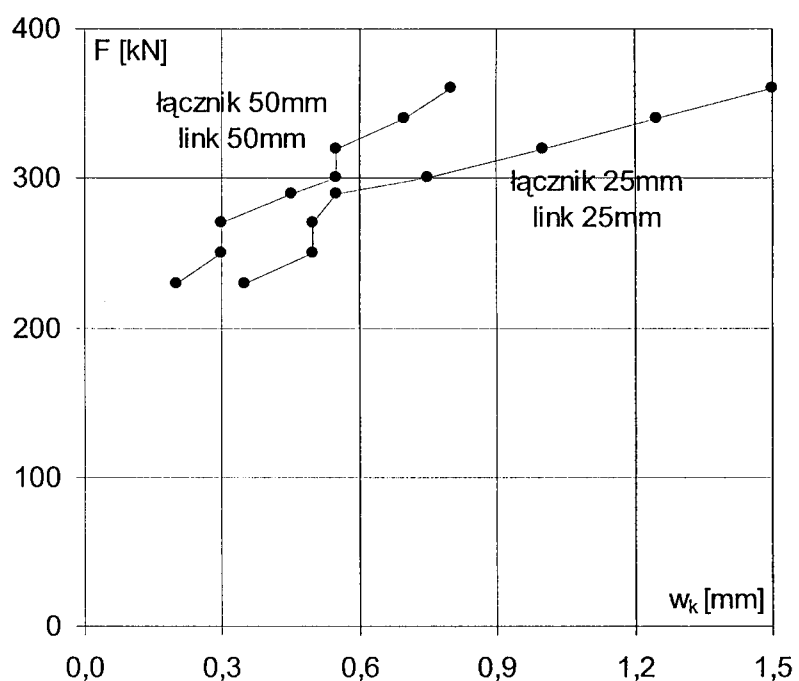
b) strefa ściskana / compression zone



a) rysy prostopadłe do osi elementu
cracks perpendicular to the element axis



b) rysy ukośne
diagonal cracks



Rys. 3.27. Belka 223, szerokość rozwarcia rys
Fig. 3.27. Beam 223, width of the cracks

To a rather big effort of the cross-section in bending equals 0,84 attest the strains of the edge fibre of the compression zone and in the level of the tensile reinforcement – fig. 3.25. Because these strains under failure were $-2,5\text{‰}$ and $+5,5\text{‰}$, respectively.

Beam 223

Beams 222 and 223 differ only in this, that in beam 223 there were used additional bars $2\text{Ø}8$ placed uniformly on the whole length of the beam spaced every 250mm. These bars connected the concrete of the precast element with the overconcrete.

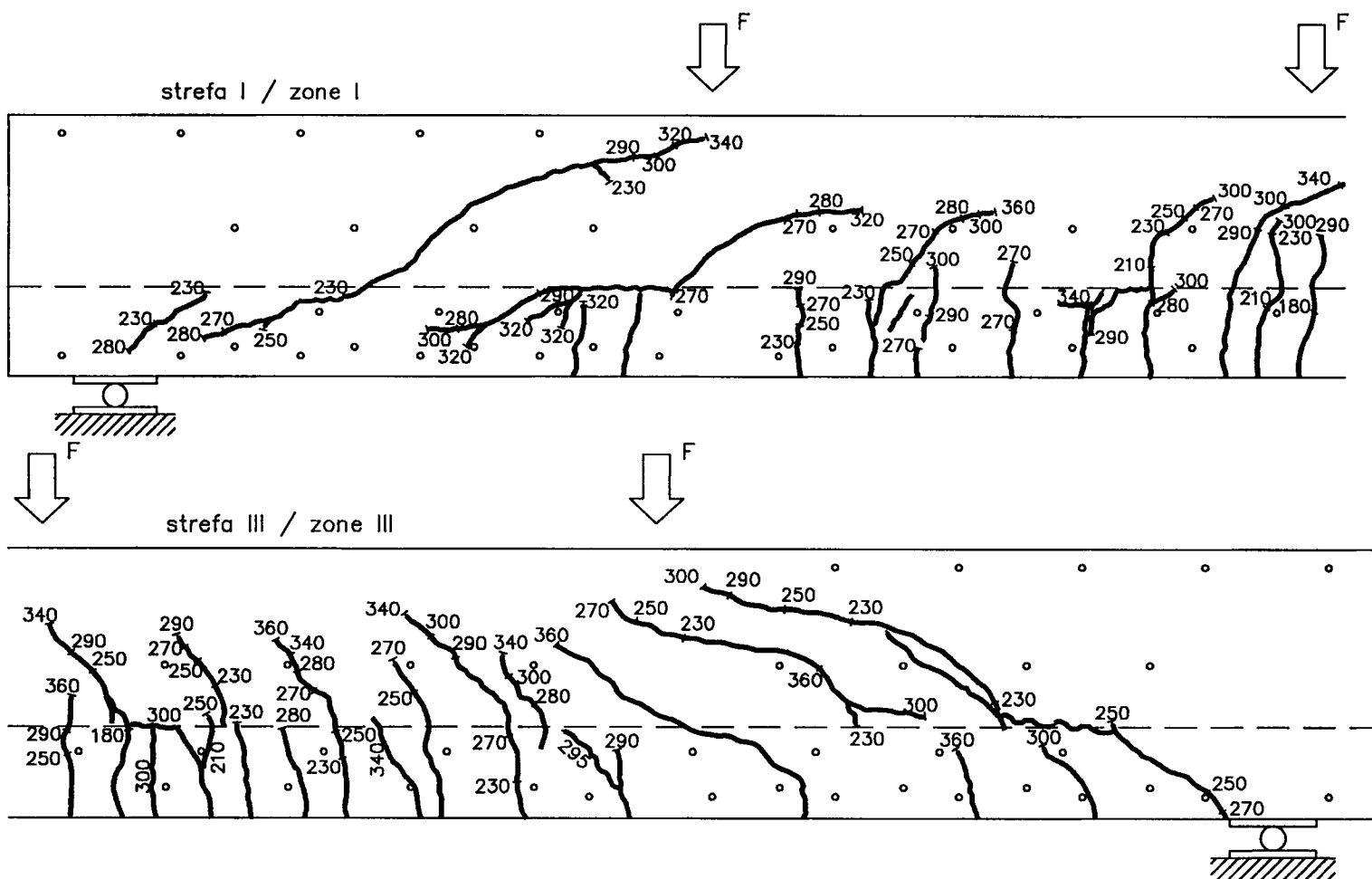
Beam 223 was one of this series, in which there was obtained full capacity in bending. The loading of the beam with the forces equal 400kN (the maximum range of the hydraulic press) does not lead to the failure. The measurements were carried out only to the force $F=360\text{kN}$ and under this force the strains of edge fibre of compression zone were $2,6\text{‰}$, but in the tension zone in the level of the reinforcement – up to 12‰ – fig. 3.26.

Rysy w strefie środkowej pojawiły się przy sile 150kN ($M_{cr}=450\text{kNm}$). Obliczeniowy moment rysujący wynosi 391kNm. Rysy ukośne w obu strefach przyporowych pojawiły się przy sile 230kN ($\tau=2,24\text{MPa}=0,46f_{ct,sp}$). Maksymalna szerokość rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu i rys ukośnych przy kolejnych obciążeniach pokazano na rys. 3.27.

Układ rys po obciążeniu maksymalną siłą $4\times 400\text{kN}$ pokazano na rys. 3.28.

Cracks in central zone appeared under force 150kN ($M_{cr}=450\text{kNm}$). Calculated crack moment equals 391kNm. Diagonal cracks in both support zones appeared by the force 230kN ($\tau=2,24\text{MPa}=0,46f_{ct,sp}$). Maximum width of cracks perpendicular to the element axis and also diagonal cracks under following loadings are shown in fig. 3.27.

Crack pattern after loading of maximum force $4\times 400\text{kN}$ is presented in fig 3.28.



Rys. 3.28. Belka 223, układ rys przy maksymalnym obciążeniu
Fig. 3.28. Beam 223, crack pattern under maximum loading

Z charakteru zarysowania można wnioskować, że w belce nie doszło do zerwania przyczepności między betonem prefabrykatu a nadbetonem. Lokalne zerwanie przyczepności, przy obciążeniach bliskich niszczącemu, w strefie przyporowej z łącznikami o szerokości 25mm miało miejsce na odcinku 200mm w pobliżu pierwszej siły skupionej, zaś w strefie z łącznikami o szerokości 50mm na odcinku o długości 150mm w pobliżu podpory – patrz charakterystyczne rysy poziome (rys. 3.28).

3.4. Podsumowanie badań

Wyniki badań serii II części I były obarczone niestannym wykonaniem spoin czołowych, łączących pionowe przewiązki z profilami pasa górnego i dolnego, i przez to częściowo wypaczone. Zła jakość wykonania tych spoin powodowała wcześniejsze zniszczenie zarówno elementów bez nadbetonu, jak i nadbetonowanych. Jakość wykonania spoin była zróżnicowana, co powodowało uzyskiwanie przypadkowych wartości obciążenia niszczącego. Należy jednak zauważyć, że przyjmując w programie badań niski stopień zabezpieczenia na ścinanie zakładano, że zniszczenie belek nastąpi na ścinanie, przed osiągnięciem nośności zginania.

From cracking type it could be concluded, that in the beam did not come to the break of the bond between precast element concrete and overconcrete. Local break of the bond, under loads closed to the damaging ones, in the support zone with 250mm width connectors took place in the section 200mm near first concentrated force, but in the zone with 50mm width connectors – in the section of 150mm length near the support – see characteristic horizontal cracks (fir. 3.28).

3.4. Summary of tests

Test results of series II, part I were encumbered unfortunately with carelessly making of front side welds connecting vertical batten plates with top and bottom chord profiles and that is why they were partially warped. Bad quality of these welds caused earlier failure both elements without overconcrete as well with overconcrete. The quality of welds performance was differentiated, what provoked, that there were obtained casual values of failure loading. However it should be noticed, that assuming in the test programme the low shear safety ratio, it was presumed that it will occurs the failure of the beam as the failure in shear, before reaching the bending capacity.

Tym bardziej są pozytywnie zaskakujące wyniki badań belek 222 i 223. W belce 222, w której zbrojenie na ścinanie stanowiły jedynie płaskowniki, stopień zabezpieczenia na ścinanie wynosił zaledwie 0,17, co odpowiada $\cot\Theta = 5,9$, a mimo to belka osiągnęła nośność stanowiącą około 85% nośności zginania. Naprężenia ścinające, dla przekroju po potrąceniu otworów, przy zniszczeniu wynosiły 8,03MPa, co stanowiło 1,66 wytrzymałości na rozciąganie nadbetonu.

W podobnej do belki 222 belce 223, w której zastosowano dodatkowe zbrojenie łączące beton prefabrykatu z nadbetonem w postaci 2Ø8 co 250mm uzyskano pełną nośność zginania przy sile powyżej 400kN - $\tau=10,03\text{MPa} = 2,08f_{ct,sp}$. Uwzględniając w tej belce to dodatkowe zbrojenie stopień zabezpieczenia na ścinanie wynosi $\eta=0,26$ ($\cot\Theta = 3,8$). To dodatkowe zbrojenie nie było zakotwione w strefie ściskanej – patrz rys. 3.3. Zatem uwzględnianie tego zbrojenia w nośności na ścinanie jest wątpliwe.

Reasumując można stwierdzić, że zbrojenie na ścinanie w postaci płaskowników pionowych, łączących profil stali walcowanej pasa górnego i dolnego, stanowi w pełni wartościową alternatywę strzemion tradycyjnych.

We wszystkich belkach z nadbetonem, oprócz belki 223, wystąpiło wzajemne przemieszczenie między betonem prefabrykatu a nadbetonem. Wzajemne przemieszczenie następowało zawsze od czoła belki i w miarę wzrostu obciążenia rozwarstwienie betonu i nadbetonu przemieszczało się ku środkowi. Naprężenia ścinające odpowiadające początkowi tego procesu wynosiły: w belce 202 – 2,81MPa, w belce 212 – 2,22MPa, w belce 213 – 1,78MPa, w belce 221A – 1,73MPa, w belce 222 – 2,05MPa. W belce 223 do wzajemnego przemieszczenia nie doszło, choć maksymalne naprężenia ścinające w styku betonu i nadbetonu wynosiły 3,91MPa. Należy zaznaczyć, że na styku betonu i nadbetonu nie zastosowano warstwy szczepnej ani innych zabiegów poprawiających przyczepność. Można zatem stwierdzić, że w takim wypadku naprężenia ścinające $\tau = 1,7\text{MPa}$ nie powinny spowodować zerwania przyczepności.

That more are positive surprising the test results of beams 222 and 223. In beam 222, in which shear reinforcement were made only from the flat irons, the shear safety ratio was only 0,17, which responds $\cot\Theta = 5,9$, and in spite of this beam achieved the capacity equals about 85% of bending capacity. Shear stresses for the cross-section after deduction of the openings, were by failure 8,03MPa, which was 1,66 of the tensile strength of overconcrete.

In beam 223, similar to the beam 222, in which there was used additional reinforcement connecting precast element concrete with overconcrete, in form of 2Ø8 every 250mm, there was obtained full bending capacity under the force over 400kN - $\tau=10,03\text{MPa} = 2,08f_{ct,sp}$. Regarding in this beam these additional reinforcement, the shear safety ration is $\eta=0,26$ ($\cot\Theta = 3,8$). These additional reinforcement was not anchored in the compressive zone – see fig. 3.3. Thus, taking into consideration this reinforcement in the shear capacity is doubtful.

To sum up, it could be stated, that the shear reinforcement in form of vertical flat irons connecting rolled steel of the top and bottom chords makes fully valuable alternative of the traditional stirrups.

In all beams with overconcrete, except of the beam 223, it took place the mutual displacement between precast element concrete and overconcrete. The mutual displacement occurred always from the beam front side and with the increase of loading, delamination of concrete and overconcrete moved to the middle. Shear stresses corresponding with the beginning of the process were: in beam 202 – 2,81MPa, in beam 212 – 2,22MPa, in beam 213 – 1,78MPa, in beam 221A – 1,73MPa, in beam 222 – 2,05MPa. In beam 223 there did not come to the mutual displacement, even so maximum shear stresses in the contact of concrete and overconcrete were 3,91MPa. It should be noticed, that there was not used the linked laver or other bond improving resources. It could be thus stated, that in such a case, shear stresses $\tau = 1,7\text{MPa}$ should not caused the break of bond.

4. SERIA II – ELEMENTY ZESPOLONE CZĘŚĆ 2

4.1. Program badań

4.1.1. Założenia ogólne

W tej części programu badawczego zdecydowano się przebadać cztery belki o szerokości prefabrykatu 390mm, w których profile stalowe – pasy górny i dolny – wykonane były, tak samo jak w części 1, z 1/2 HEB220 oraz L80×80×9, zaś łączniki pionowe były przyjęte w taki sposób, aby zapewnić pełną nośność zginania. Przyjęto zatem stopień zabezpieczenia na ścinanie $\eta = 0,5$ ($\cot\Theta = 2,0$).

Postanowiono wprowadzić także dodatkowe zbrojenie przy podporze w postaci nagwintowanych prętów, dodatkowo zespalających pas górny i dolny. To zbrojenie miało zapewnić pełne zespolenie betonu i nadbetonu.

Założono zatem, że siła rozwarstwiająca zostanie przeniesiona przez łączniki pionowe w postaci płaskowników łączących pas górny i dolny oraz przez nagwintowane pręty usytuowany nad podporą.

Przyjęto schemat statyczny i sposób obciążenia taki sam, jak w części 1.

4.1.2. Zbrojenie elementów

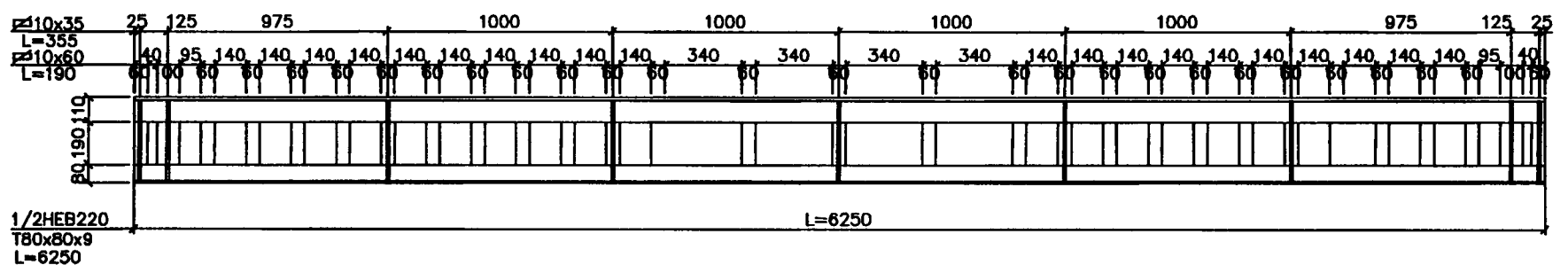
W strefie rozciąganej przyjęto 10 cięgien Y1860 S7 o $A_{p1}=93\text{mm}^2$, z których każde było naciągnięte siłą 138kN ($\sigma_{pm0}=0,8f_{pk}=1488\text{MPa}$) oraz cztery identyczne cięgna naciągnięte siłą 20kN ($\sigma_{pm0}=215\text{MPa}$). W strefie ściskanej przyjęto 4Ø12 ze stali RB500W.

Przy takim zbrojeniu moment niszczący na zginanie belek z nadbetonem wynosi 1011kNm, zaś odpowiadająca mu siła poprzeczna 674kN. Przy założeniu, że osiowy rozstaw pionowych przewiązek będzie równy 200mm, pole przekroju przewiązek wyniesie:

$$A_{sw} = \frac{VS_l}{f_y z \cot\Theta} = \frac{674 \times 10^3 \times 200}{309 \times 342 \times 2,0} = 638\text{mm}^2$$

Przyjęto zatem przewiązki 10×60mm - $\cot\Theta = 2,13$.

Stalowy profil stalowy pokazano na rys. 4.1., zaś przekroje elementów na rys. 4.2.



Rys. 4.1. Profil stalowy

Fig. 4.1. Openwork profile

Dodatkowe zbrojenie przy podporze w postaci prętów zębowanych nagwintowanych przyjęto przy założeniu, że przewiązki i pręty przeniosą całą siłę rozwarstwiającą. Siła rozwarstwiająca będzie równa (w obliczeniu siły F skurcz betonu pominięto):

$$F = \sum \frac{V_i}{z} a_i = \frac{674 \times 10^3}{342} \times 1,0 + \frac{337 \times 10^3}{342} \times 1,0 = 2956\text{kN}$$

4. SERIES II – COMPOSITE ELEMENTS PART 2

4.1. Tests program

4.1.1. General assumptions

In this part of test program there was decided to investigate four beams of the precast element width equals 390mm, in which steel profiles – top and bottom chords – were made, as in part 1, from 1/2 HEB220 + L80×90×9, but vertical connectors were assumed in such a way, in order to ensure the full bending capacity. There was assumed then the shear security ration $\eta = 0,5$ ($\cot\Theta = 2,0$).

There was decided also to provide additional reinforcement at the support in form of trodden bars joining additional top and bottom chords. This reinforcement should ensure full junction of concrete and overconcrete.

It was assumed therefore, that delamination force will be carried out by the vertical connectors in form of flat irons joining top and bottom chords and by trodden bars placed over the support.

There was assumed static scheme and the way of loading the same as in part 1.

4.1.2. Reinforcement of the elements

In the tensile zone were assumed 10 tendons Y1860 S7 of $A_{p1}=93\text{mm}^2$, from which every one was tensioned with the force of 138kN ($\sigma_{pm0}=0,8f_{pk}=1488\text{MPa}$) and also four identical tendons tensioned with the force 20kN ($\sigma_{pm0}=215\text{MPa}$). It was assumed in the compression zone 4Ø12 made from steel RB500W.

With such reinforcement the ultimate bending moment of the beam with overconcrete was 1011kNm and corresponding shear force was 674kN. Under the assumption, that axial spacing of vertical batten plates will be 200mm, the cross-section area of the batten plates will figure out:

$$A_{sw} = \frac{VS_l}{f_y z \cot\Theta} = \frac{674 \times 10^3 \times 200}{309 \times 342 \times 2,0} = 638\text{mm}^2$$

The batten plates were therefore assumed as 10/60mm – $\cot\Theta = 2,13$.

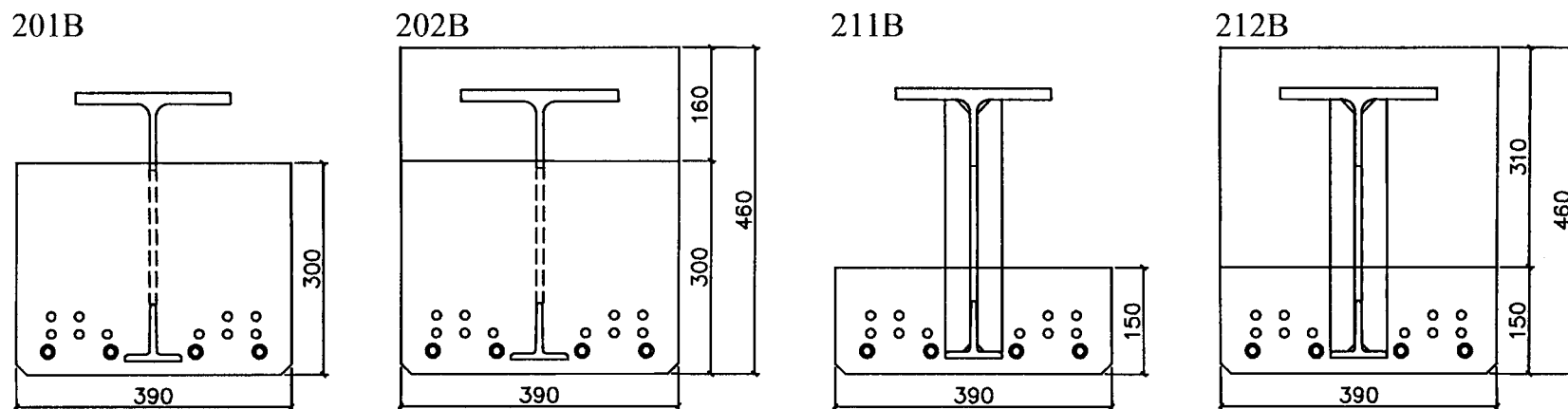
The openwork steel profile is shown in fig. 4.1 and the elements cross-section in fig. 4.2.

Additional reinforcement at the support in form of ribbed trodden bars was established under the assumption, that the batten plates and bars will carry on the whole delamination force. The delamination force will equal (there was omitted the shrinkage in calculation of force F):

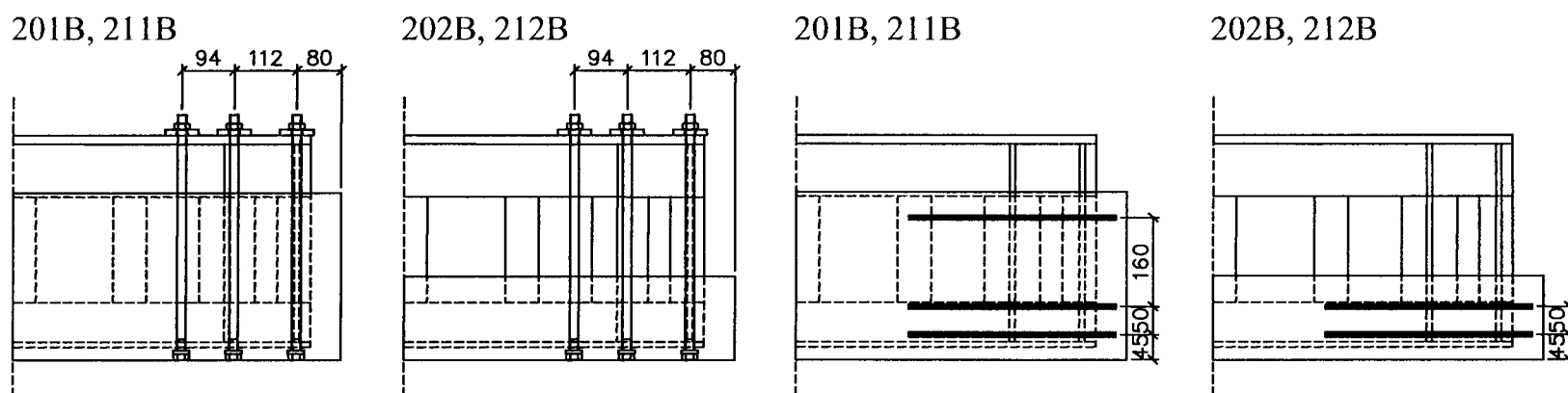
$$F = \sum \frac{V_i}{z} a_i = \frac{674 \times 10^3}{342} \times 1,0 + \frac{337 \times 10^3}{342} \times 1,0 = 2956\text{kN}$$

Nośność przewiązek:
 $F_u = (10 \times 10 \times 60 + 1 \times 10 \times 100) \times 309 = 2103 \text{ kN}$
 Pręty gwintowane zwymiarowano zatem na siłę 853kN i przyjęto z niewielkim niedomiarem 6Ø16 o nośności 650kN. Pręty te rozmieszczono zgodnie z rys. 4.3.

The load carrying capacity of batten plates:
 $F_u = (10 \times 10 \times 60 + 1 \times 10 \times 100) \times 309 = 2103 \text{ kN}$
 The trodden bars were designed then for the force 853kN and assumed with a little insufficiency as 6Ø16 with capacity of 650kN. These bars were placed according to the fig. 4.3.



Rys. 4.2. Przekroje poprzeczne belek
 Fig. 4.2. Cross-sections of the beams



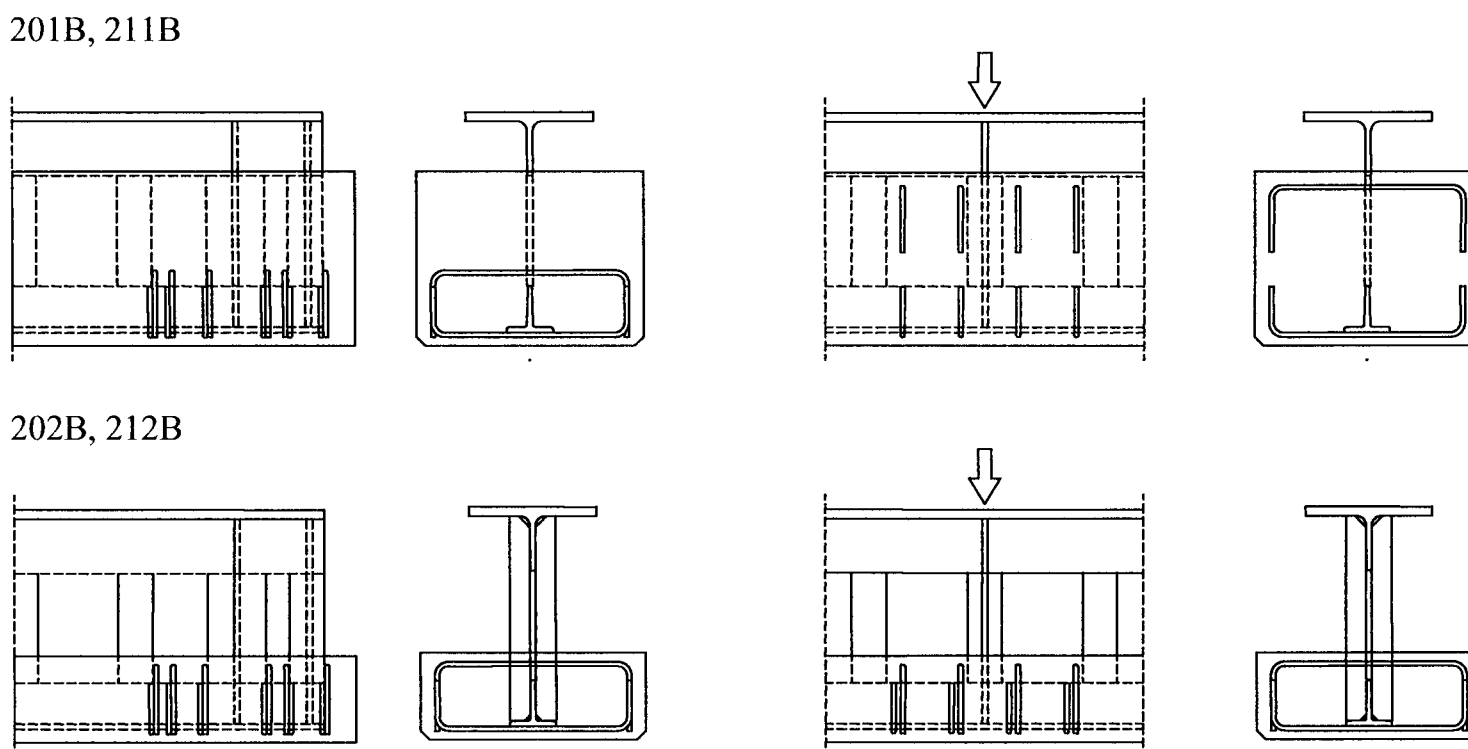
Rys. 4.3. Usytuowanie prętów żebrowanych nagwintowanych
 Fig. 4.3. Layout of the ribbed trodden bars and horizontal loops

W strefie zakotwienia zastosowano pętle poziome z prętów Ø8mm (rys. 4.3) oraz strzemiona pionowe o średnicy 8mm zwymiarowane na siłę równą $0,2P_d$ zgodnie z rys. 3.5.

There were used in the support zone the horizontal loops made from the bars Ø8mm (fig. 4.3) and vertical stirrups of 8mm width designed for the force equals $0,2P_d$, consisting with fig. 3.5.

Zastosowano również łączniki poziome zespalaające belkę z profilem stalowym. Zostały one rozmieszczone w strefach zakotwień i pod siłami skupionymi – rys. 4.4.

There were applied also the horizontal connectors joining the beam with the steel profile. They were placed in the support zones and under the concentrated forces – fig. 4.4.

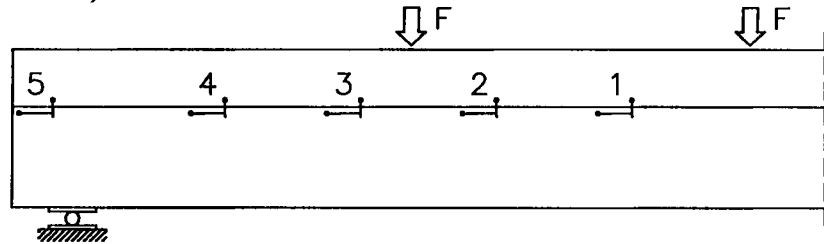


Rys. 4.4. Łączniki poziome
 Fig. 4.4. Horizontal connectors

4.1.3. Pomiary i obciążenia

Sposób prowadzenia pomiarów i układ baz pomiarowych był taki sam, jak w części 1 serii II. Układ baz był zatem zgodny z rys. 3.7 do 3.10. Zmieniono jedynie sposób prowadzenia pomiarów wzajemnego przemieszczenia betonu i nadbetonu. W tym wypadku zastąpiono czujniki zegarowe, umieszczone przy czołach elementu czujnikami indukcyjnymi, rozmieszczonymi równomiernie na odcinku od podpory do drugiej siły – rys. 4.5.

201B, 211B



Rys. 4.5. Wzajemne przemieszczenie betonu i nadbetonu – czujniki indukcyjne

Fig. 4.5. Mutual displacement of concrete and overconcrete – inductive indicators

Obciążenie było realizowane za pomocą czterech siłowników hydraulicznych o zakresie do 400kN każdy. Elementy były obciążone narastająco do zadanej siły, z przerwami potrzebnymi do przeprowadzenia pomiarów tensometrami mechanicznymi oraz na rejestrację i pomiar szerokości rozwarcia rys. Zarówno program obciążenia, jak i rejestracja pomiarów odbywała się automatycznie, w sposób ciągły, poprzez system akwizycji danych. Łączny czas badania jednego elementu wynosił 5 – 6 godz.

4.2. Wyniki badań

4.2.1. Materiały

Wytrzymałość betonu w chwili sprężenia wynosiła $f_{c,cube}=51,3\text{MPa}$, zaś parametry wytrzymałościowe betonu w chwili badania były następujące:

beton prefabrykatu

$$f_{c,cube}=84,0\text{MPa}$$

$$f_c=78,0\text{MPa}$$

$$f_{ct,sp}=6,03\text{MPa}$$

$$E_c=45000\text{MPa}$$

$$f_c / f_{c,cube}=0,93$$

$$f_{ct,sp} / f_c^{2/3}=0,33$$

$$E_c / f_c^{0,3}=12180$$

$$E_c / (0,1f_c)^{0,3}=24300$$

nadbeton

$$f_{c,cube}=42,0\text{MPa}$$

$$f_{ct,sp}=3,50\text{MPa}$$

Parametry wytrzymałościowe stali prętowej, kształto-
wej i cięgien sprężających przyjęto takie same, jak w
części 1 serii II.

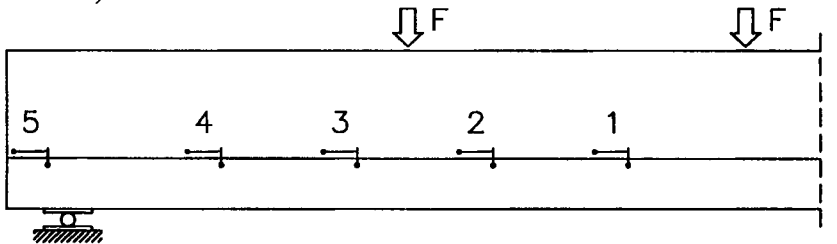
4.2.2. Cechy przekroju

Charakterystyki geometryczne przekrojów przedsta-
wiono w tab. 4.1.

4.1.3. Measurements and loadings

The way of measurements realization and the layout of measuring bases were the same as in part 1 of series II. The layout of the bases was ten consistent with fig. 3.7 to 3.10. There were changed only the way of the measurements realisation in the case of mutual displacement of concrete and overconcrete. In this case the dial gauges placed at the front sides of the element were replaced with the induction meters situated uniformly in the section from the support to the second force – fig. 4.5.

202B, 212B



Loading was realized by means of four hydraulic cylinders of range to 400kN every one. Elements were loaded increasingly to the given force, with breaks needed to carry on the measurements by means of mechanical extensometers and to record and measure of the crack widths. Both the loading program and the measurements registration were made automatically in the continuous way using the data record system. Whole testing time of one element was 5 – 6 hours.

4.2. Test results

4.2.1. Materials

The concrete strength at the moment of prestressing figured out $f_{c,cube}=51,3\text{MPa}$, and the concrete strength parameters at this moment of testing were following:

the precast element concrete

$$f_{c,cube}=84,0\text{MPa}$$

$$f_c=78,0\text{MPa}$$

$$f_{ct,sp}=6,03\text{MPa}$$

$$E_c=45000\text{MPa}$$

$$f_c / f_{c,cube}=0,93$$

$$f_{ct,sp} / f_c^{2/3}=0,33$$

$$E_c / f_c^{0,3}=12180$$

$$E_c / (0,1f_c)^{0,3}=24300$$

overconcrete

$$f_{c,cube}=42,0\text{MPa}$$

$$f_{ct,sp}=3,50\text{MPa}$$

The strength parameters of bars, profiles and prestressing tendons steel were assumed the same as in the part 1 of series II.

4.2.2. Cross-section properties

Geometrical characteristics of the cross-section are presented in the table 4.1.

Tablica 4.1. Charakterystyki geometryczne przekrojów
Table 4.1. Geometrical characteristics of the cross-sections

wielkości charakterystyczne characteristics quantities	201B	202B	211B	212B
$A_{cs,pref} \times 10^3 [mm^2]$	150,04	150,04	91,54	91,54
$S_{cs,pref} \times 10^6 [mm^3]$	26,06	26,06	129,02	129,02
$y_{cs,pref} [mm]$	173,70	173,70	140,90	140,90
$z_{cp,pref} [mm]$				
$I_{cs,pref} \times 10^6 [mm^4]$	2083,74	2083,74	1721,90	1721,90
$W_{HEB,pref} \times 10^6 [mm^3]$	9,21	9,21	6,57	6,57
$W_{c,pref}^d \times 10^6 [mm^3]$	12,00	12,00	12,22	12,22
$A_{cs} \times 10^3 [mm^2]$	150,04	188,09	91,54	165,26
$S_{cs} \times 10^6 [mm^3]$	26,06	40,52	129,02	40,92
$y_{cs} [mm]$	173,70	215,40	140,90	247,60
$I_{cs} \times 10^6 [mm^4]$	2083,74	3456,50	1721,90	4645,90
$W_c^g \times 10^6 [mm^3]$	9,21	14,13	6,57	21,87
$W_c^d \times 10^6 [mm^3]$	12,00	16,04	12,22	18,76

4.3. Analiza wyników badań

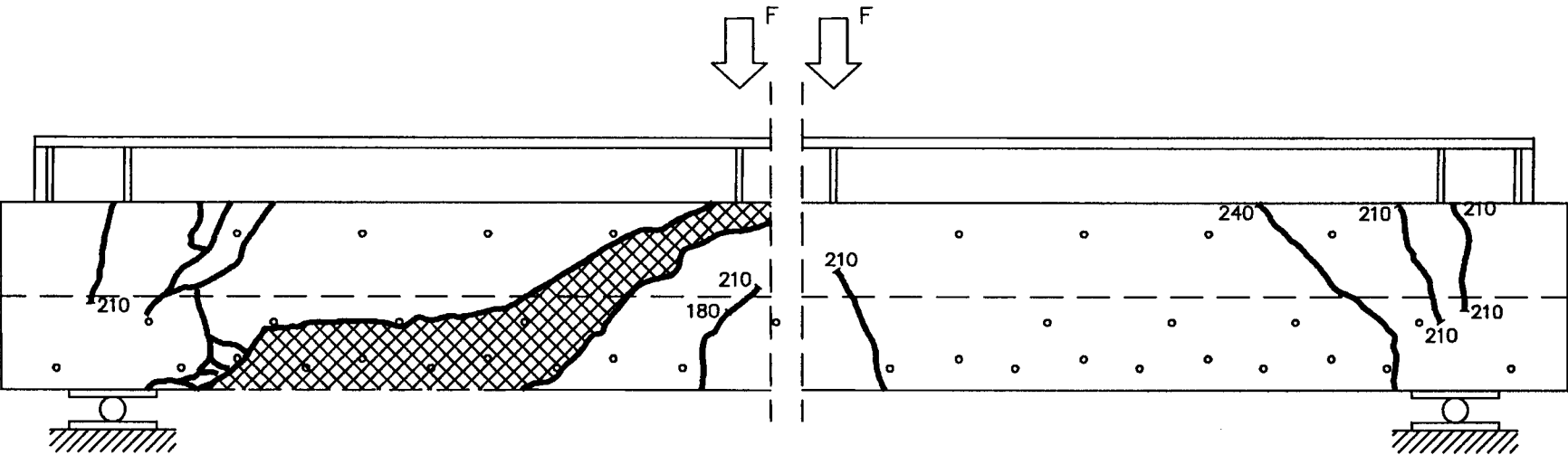
Belk1 201B

Ta belka, zbadana jako prefabrykat, była traktowana jako „świadek” w odniesieniu do belki zespolonej z nadbetonem nr 202B. Rysy prostopadłe do osi podłużnej pojawiły się przy sile $F=130kN$, co stanowi około 0,65 obciążenia niszczącego. Szerokości rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu wynosiły: przy sile 150kN 0,1mm, przy sile 180kN – 0,15mm, zaś przy sile 210kN – 0,30mm. W strefie przypodporowej rysy pojawiły się tuż przed zniszczeniem przy sile $F=230kN$, co odpowiada naprężeniu $\tau = \frac{460 \times 10^3}{390 \times 0,9 \times 270} = 4,85MPa$. Przy sile 210kN pojawiły się rysy tuż nad podporami – rys. 4.6.

4.3. Test results analysis

Beam 201B

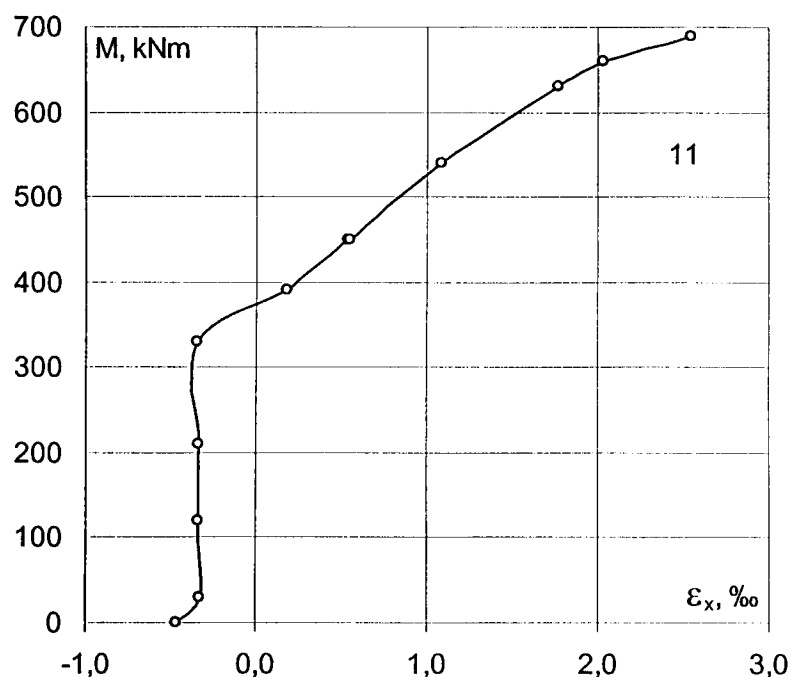
This beam, tested as precast element, was treated as “witness” in relation to the composite beam with overconcrete number 202B. Cracks perpendicular to the longitudinal axis appeared by the force $F=130kN$, that is about 0,65 of the failure load. The width of cracks perpendicular to the element axis was: by the force 150kN – 0,10mm, by force 180kN – 0,15mm and by force 210kN – 0,30mm. In the support zone cracks appeared just before failure by the force $F=230$, that corresponding with the stress $\tau = \frac{460 \times 10^3}{390 \times 0,9 \times 270} = 4,85MPa$. With the force of 210kN cracks occurred directly over the supports – fig. 4.6.



Rys. 4.6. Belka 201B – rysy w strefach przypodporowych
Fig. 4.6. Beam 201B – cracks in the support zones

Zniszczenie belki nastąpiło gwałtownie, wskutek zerwania spoin czołowych, łączących pionowe płaskowniki z pasami górnym i dolnym, przy sile $F=230kN$. Zniszczenie nastąpiło w strefie przypodporowej (rys. 4.6), ale przy sile stanowiącej obliczeniową nośność zginania. O wyłączeniu bliskim osiągnięciu nośności na zginanie świadczą maksymalne odkształcenia włókien górnych i w poziomie zbrojenia, równe odpowiednio –2,89‰ i +2,5‰ – rys. 4.7.

Failure of the beam occurred rapidly, by the force $F=230kN$, because of rupture of the front side welds, connecting vertical flat irons with top and bottom chord. Failure took place in the support zone (fig. 4,6), but by the force which composes the calculated load-carrying capacity in bending. The effort close to the achievement of carrying capacity in bending is proved of reinforcement, equal –2,89‰ and +2,5‰, respectively – fig. 4.7.

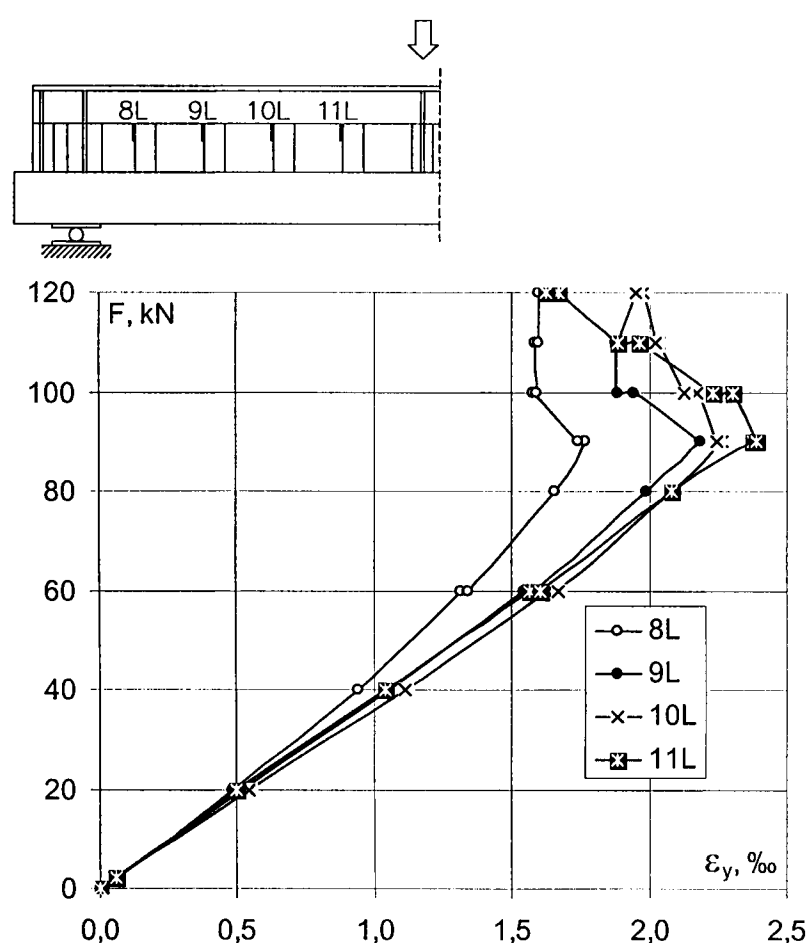


Rys. 4.7. Belka 201B – odkształcenia w strefie środkowej
Fig. 4.7. Beam 201B – strains in the central zone

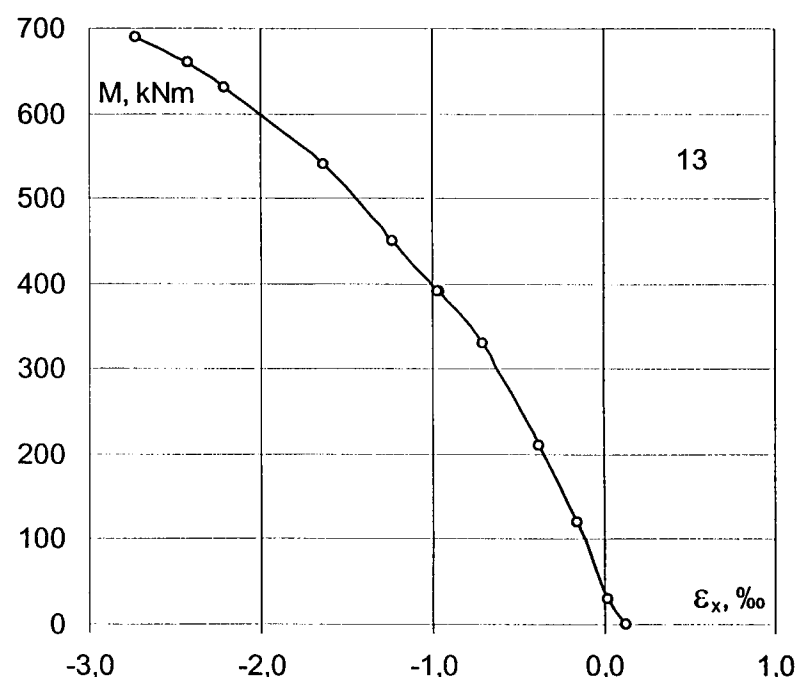
Po oględzinach spoin, które uległy zerwaniu stwierdzono, że podobnie jak w poprzednich belkach (seria II, część 1) jakość ich wykonania była wadliwa – nie było prawidłowego przetopu.

Belka 211B

Belka 211B był to prefabrykat zespolonego elementu 212B. Płaskowniki pionowe łączące pas górny 1/2 HEB220 ze sprężonym pasem dolnym wskutek odkształceń postaciowych były zginane. Przeprowadzone pomiary tensometryczne w miejscu połączenia łączników z pasem górnym wykazały, że uplastycznienie łączników w tym przekroju wystąpiło przy sile $F=60\text{kN}$. Zrywanie spoin – sygnalizowane spadkiem odkształceń – nastąpiło w obu strefach przypodporowych przy sile 90kN – rys. 4.8.



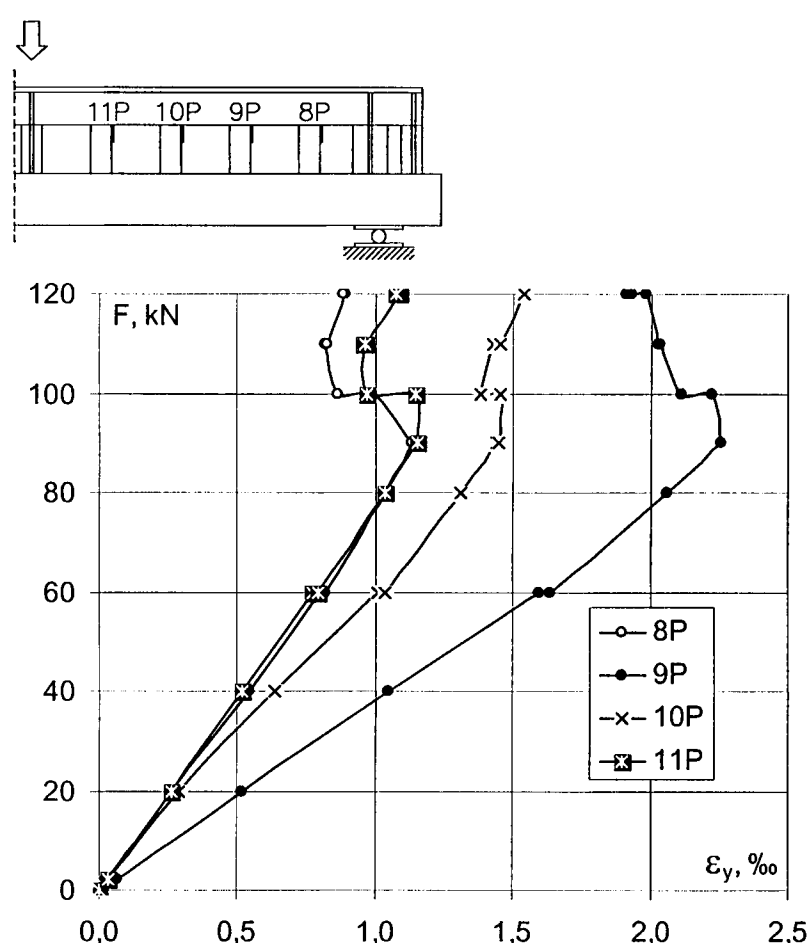
Rys. 4.8. Belka 211B – odkształcenia łączników
Fig. 4.8. Beam 211B – strains of the connectors



After examination of the welds, which were ruptured, there was confirmed, that like in the previous beams (series II, part 1), the quality of the welds was bad – there was not proper weld penetration.

Beam 211B

Beam 211B was the precast element of the composite element 212B. The flat irons connecting the top chord 1/2 HEB220 with the prestressed bottom chord, were subjected to bending due to the non-dilatational strains. Tensometer measurements carried out in place of the connectors link with the top chord have shown, that yielding of the connectors in this cross-section occurred by force $F=60\text{kN}$. Rupture of the welds – which was signalled by the strains decrease – occurred in both support zones by the force 90kN – fig. 4.8.

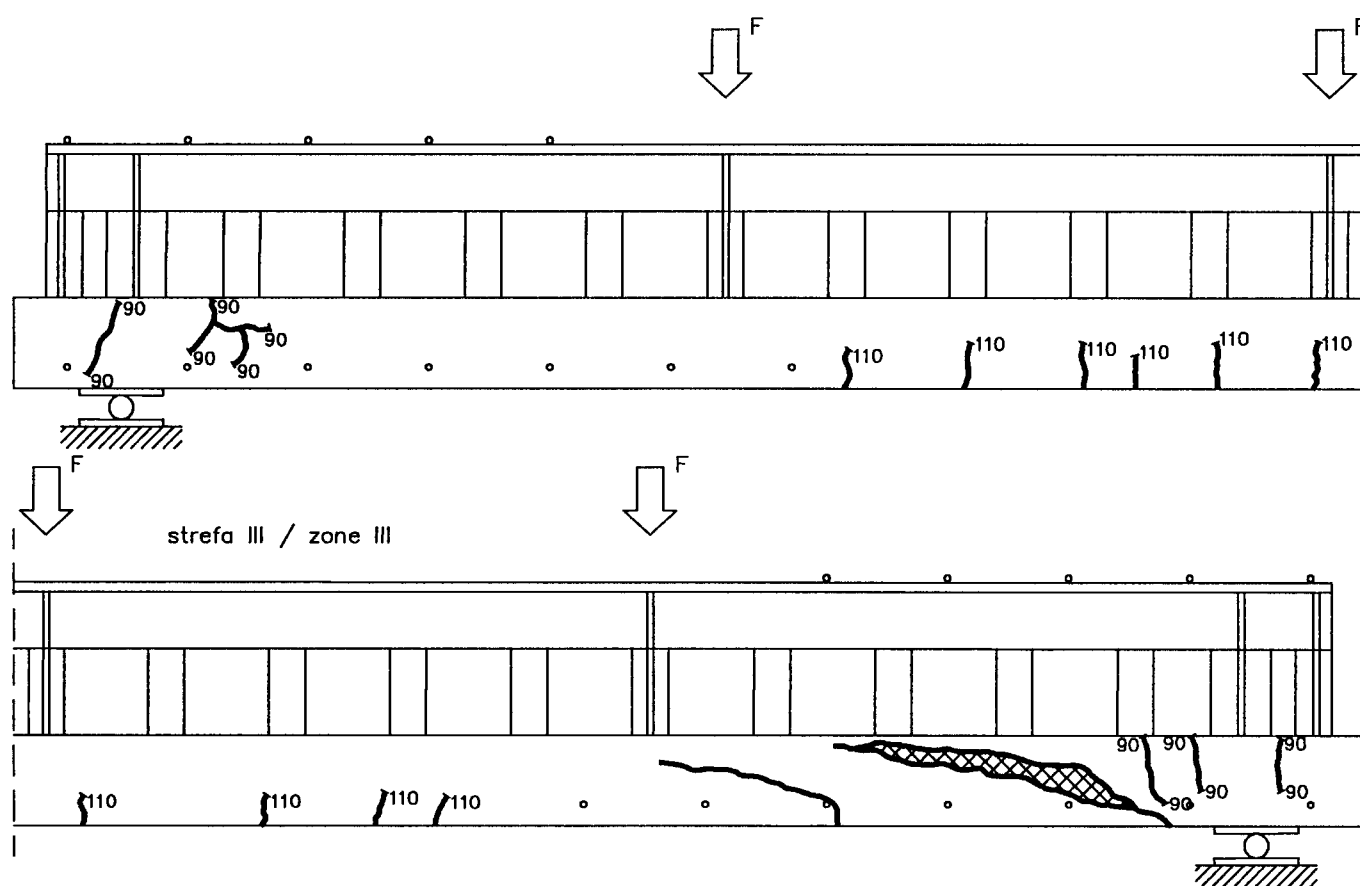


Mimo to nośność belki została wyczerpana dopiero przy sile 120kN. Było to możliwe dzięki zastosowaniu w tej części badań silnego zbrojenia łączącego pas dolny z górnym przy podporze. Zastosowane zbrojenie w postaci sześciu prętów gwintowanych scalało oba pasy nawet po zerwaniu spoin czołowych.

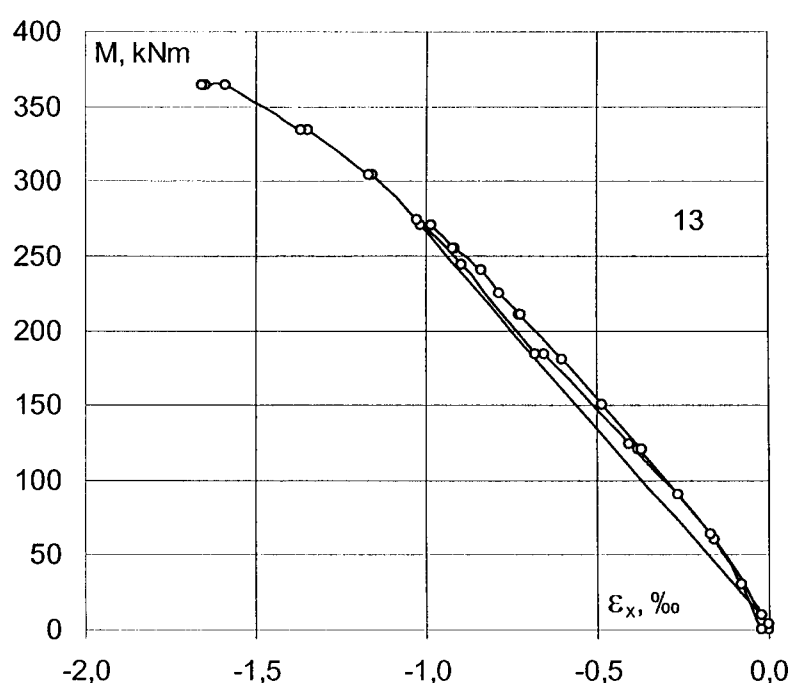
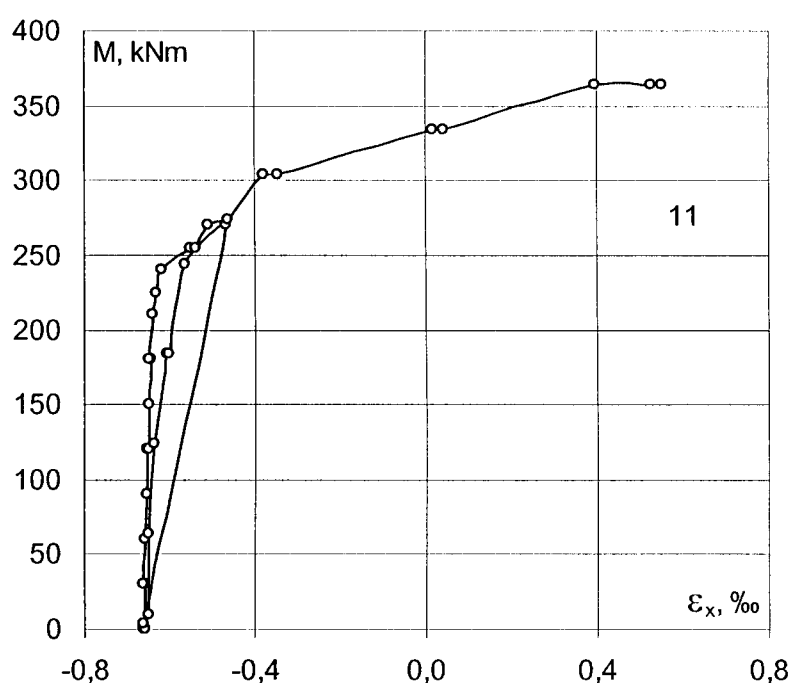
Pierwsze rysy pojawiły się w pobliżu podpory przy sile $F=90\text{kN}$, a więc w momencie zerwania spoin łączących płaskowniki pionowe z pasem górnym. Były to rysy o szerokości rozwarcia poniżej $0,1\text{mm}$. Destrukcja pasa dolnego w tym obszarze następowała szybko. Szerokość rozwarcia tych rys przy sile 110kN wynosiła powyżej $1,0\text{mm}$. Rysy prostopadłe do osi elementu o szerokości rozwarcia poniżej $0,1\text{mm}$ pojawiły się przy sile 110kN . Obraz zarysowania pokazano na rys. 4.9.

In spite of this, the beam carrying capacity was exhausted only by force 120kN . It was possible thanks to application the strong reinforcement joining the bottom chord with the top chord at the support, in this part of test. The applied reinforcement in form of six trodden bars integrated both chords even after the rupture of front side welds.

First cracks appeared near the support by force $F=90\text{kN}$, then in the moment of breaking the welds connecting vertical flat irons with the top chord. Those were cracks of the width smaller than $0,10\text{mm}$. Destruction of the bottom chord in this area took place quick. The width of these cracks by force 110kN figures out over $1,0\text{mm}$. The cracks perpendicular to the element axis with the width below $0,10\text{mm}$ appeared by the force 110kN . The crack pattern is shown in fig. 4.9.



Rys. 4.9. Belka 211B – układ rys po zniszczeniu
Fig. 4.9. Beam 211B – crack pattern after failure



Rys. 4.10. Belka 211B – odkształcenia w strefie środkowej
Fig. 4.10. Beam 211B – strains in the central zone

Zniszczenie nastąpiło gwałtownie, w strefie przyporowej w pasie dolnym, przy sile 120kN.

Odształcenia w strefie środkowej pokazano na rys. 4.10.

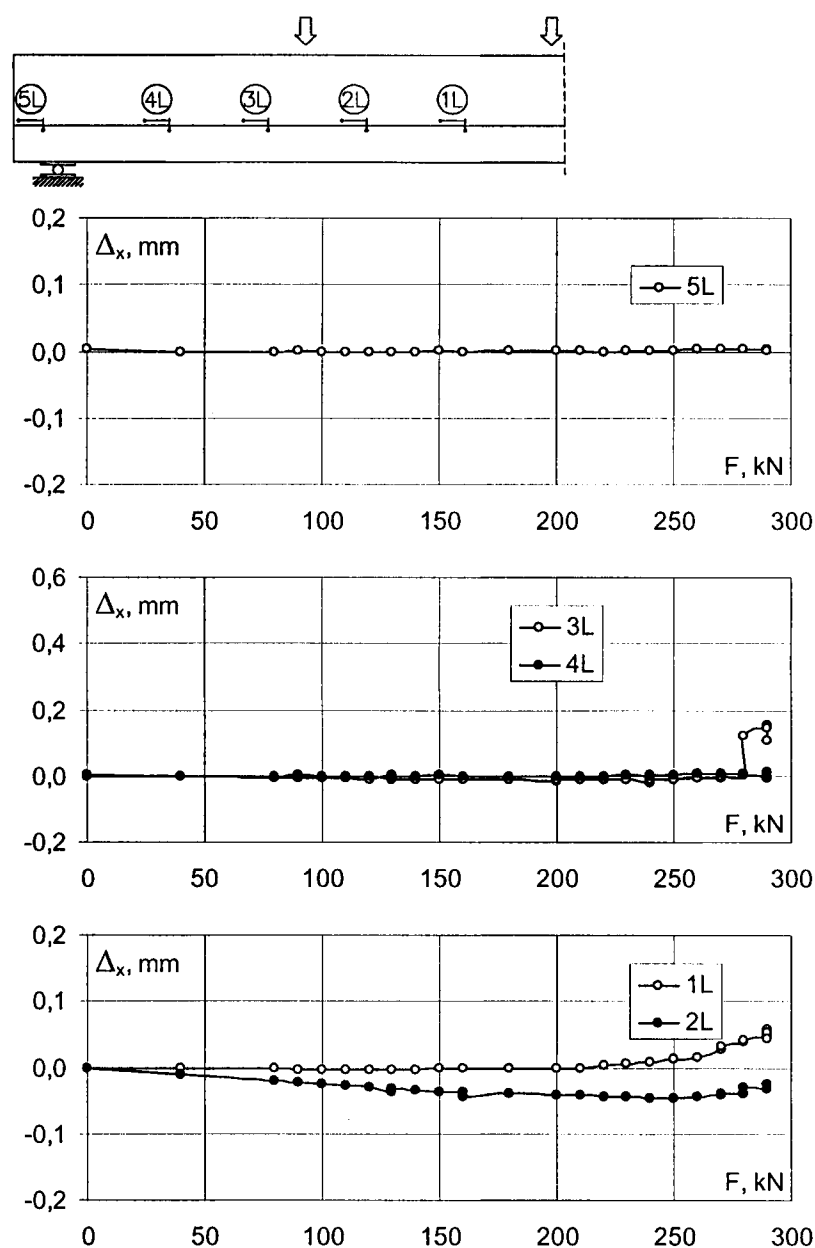
Przy zniszczeniu odkształcenia w pasie górnym wynosiły około 1,7‰, a więc we włóknach górnych 1/2 HEB220 naprężenia były blisko granicy plastyczności. W strefie rozciąganej maksymalne odkształcenia wynosiły około 0,6‰. W konsekwencji tych znacznych odkształceń ϵ_x i przede wszystkim dużych odkształceń postaciowych, ugięcie belki przy sile 120kN było równe 120mm, co stanowi 1/50 rozpiętości.

Belka 202B

Pierwsze rysy prostopadłe do osi podłużnej belki pojawiły się przy sile $F=130\text{kN}$. Były to rysy o szerokości rozwarcia poniżej 0,1mm. Ich szerokość rozwarcia przy kolejnych obciążeniach wynosiła: przy sile 160kN – 0,10mm, przy sile 200kN – 0,20mm, przy sile 240kN – 0,30mm i przy sile 280kN – 0,60mm.

Pierwsza rysa ukośna pojawiła się dopiero przy sile $F=240\text{kN}$ – $\tau = \frac{480 \times 10^3}{390 \times 0,9 \times 385} = 3,35\text{MPa}$. W tej części

badania były prowadzone ciągłe pomiary wzajemnego przemieszczenia betonu prefabrykatu i nadbetonu wzdłuż całej strefy przyporowej. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych i wykresy wzajemnego przemieszczenia pokazano na rys. 4.11.



Failure took place rapidly, in the support zone in the bottom chord, by the force 120kN.

Strains in the central zone are shown in the fig. 4.10.

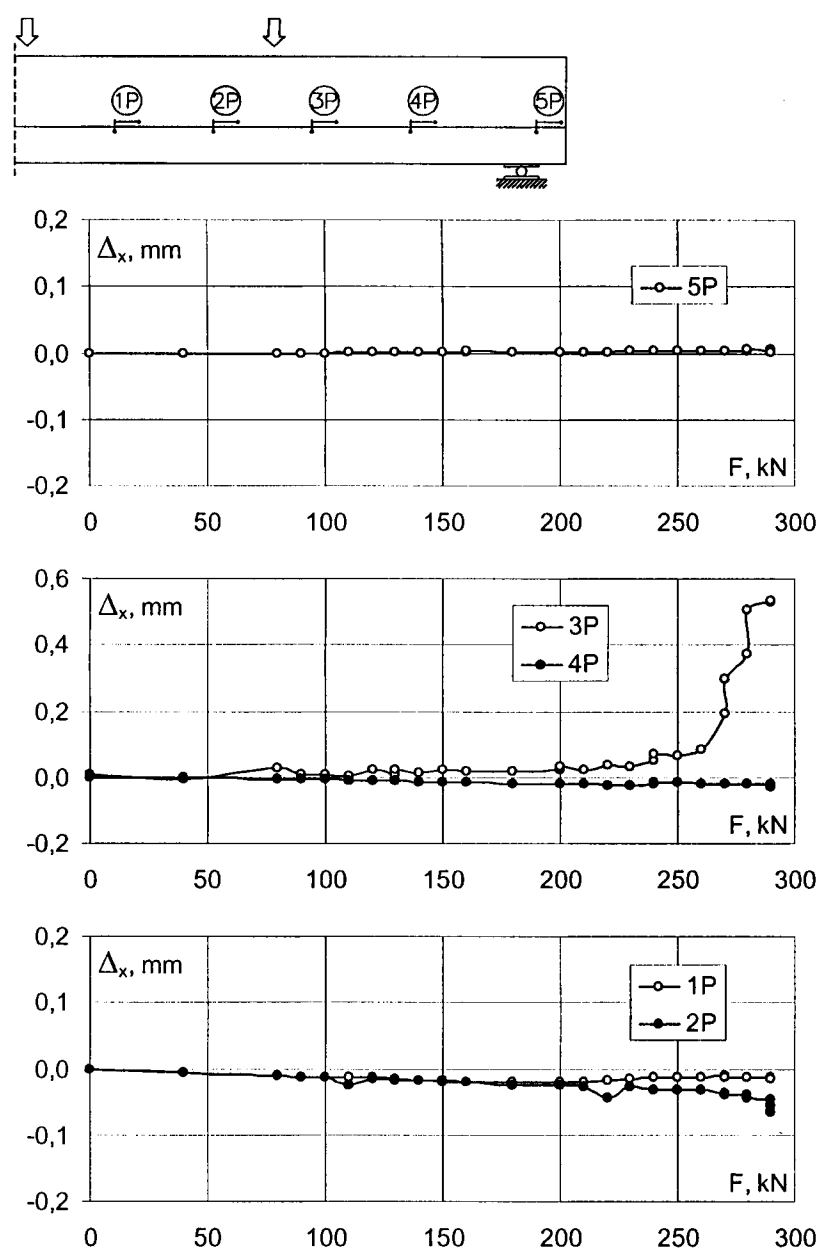
At the moment of failure strains in the top chord figured out about 1,7‰, then in the top fibres of 1/2 HEB220 stresses were close to the yield strength. In tension zone maximum strains were about 0,6‰. In consequence of these significant strains ϵ_x before all due to the big non-delaminational strains, the deflection of the beam by force 120kN was 120mm, which makes 1/50 of the span.

Beam 202B

First cracks perpendicular to the longitudinal beam axis appeared by force $F=130\text{kN}$. Those were crack of the width below 0,10mm. Their width by successive loads figures out: by force 160kN – 0,10mm, by force 200kN – 0,20mm, by force 240kN – 0,30mm and by force 280kN – 0,60mm.

First diagonal crack appeared only by force $F=240\text{kN}$ – $\tau = \frac{480 \times 10^3}{390 \times 0,9 \times 385} = 3,35\text{MPa}$. In this part of tests there

were carried out the continual measurements of the mutual displacement of the precast element concrete and overconcrete along whole support zone. The layout of the inductive gauges and the diagrams of the mutual displacement are shown in fig. 4.11.



Rys. 4.11. Belka 202B – wzajemne przemieszczenia betonu i nadbetonu

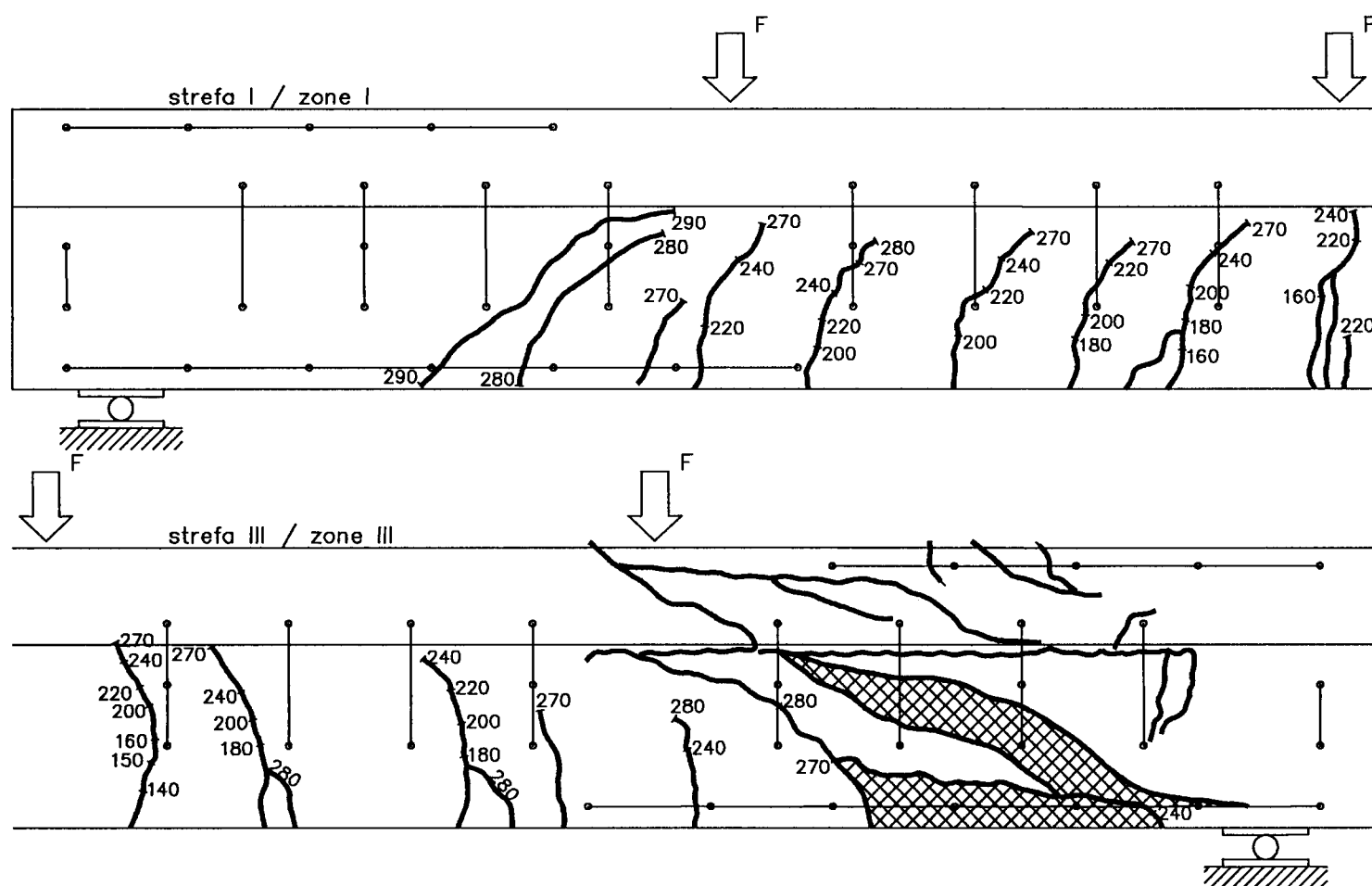
Fig. 4.11. Beam 202B – mutual displacement of the concrete and overconcrete

Wyniki badań wskazują, że w całym zakresie obciążeń, aż do zniszczenia, było pełne zespolenie betonu z nadbetonem w strefie podparcia oraz pomiędzy siłami. Wzajemne przemieszczenie, a tym samym i rozwarstwienie, wystąpiło przy sile 200kN w pobliżu pierwszej siły, licząc od podpory prawej (czujnik 3P). Wzajemne przemieszczenie na tym czujniku w momencie zniszczenia wynosiło około 0,6mm. W lewej strefie przypodporowej do wzajemnego przemieszczenia doszło przy sile 280kN, także w pobliżu siły (czujnik 3L). Do wzajemnego przemieszczenia doszło zatem w momencie zarysowania ukośnego, a więc przy naprężeniach $\tau=3,55\text{MPa}$.

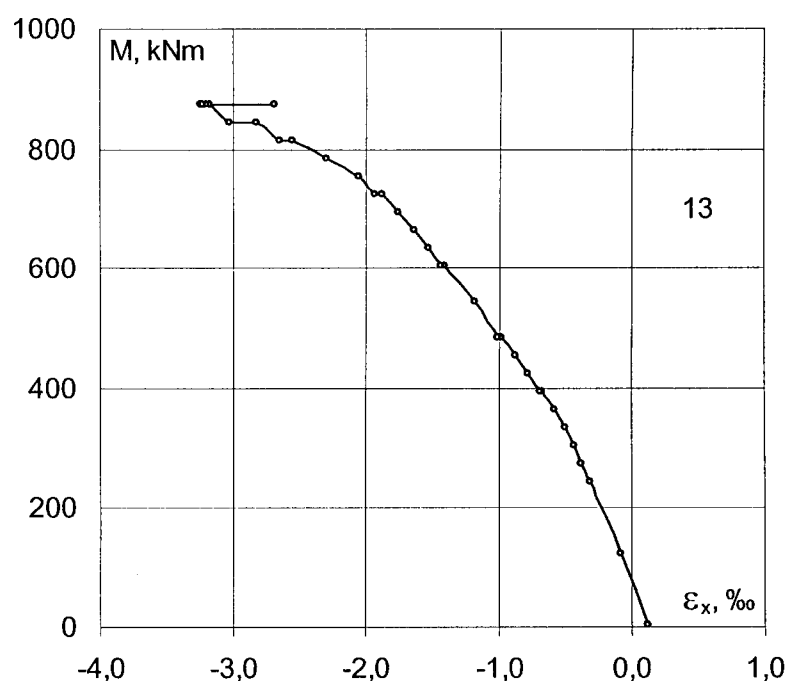
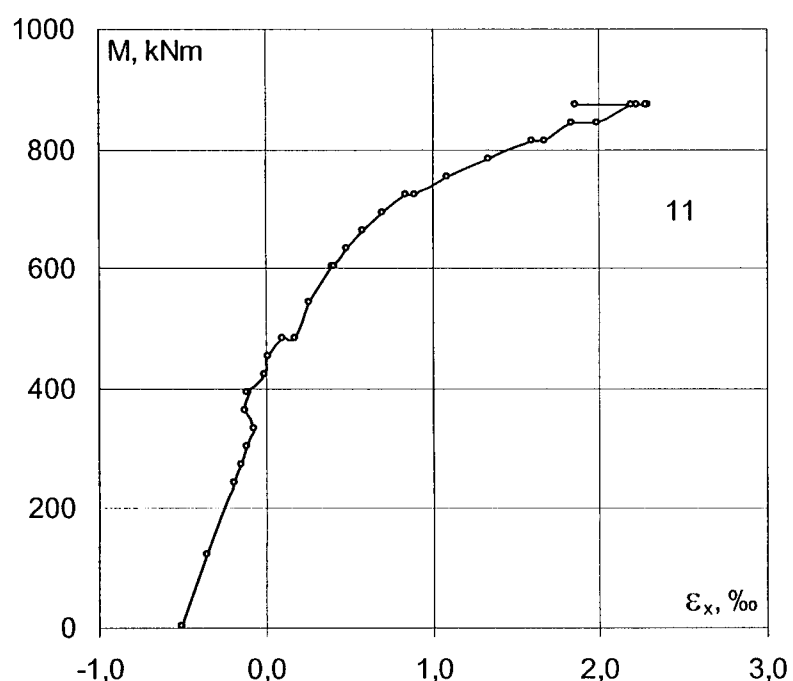
Zniszczenie belki nastąpiło gwałtownie przy sile $F=290\text{kN}$ w strefie przypodporowej wskutek zerwania spoin czołowych, łączących pionowe płaskowniki z pasami górnym i dolnym profilu stalowego. Obraz zarysowania po zniszczeniu pokazano na rys. 4.12.

Test results indicate that in whole range of loads till failure there was full amalgamation of concrete with over-concrete in the support zone and between forces. Mutual displacement and by that also the delamination, took place by the force 200kN near first force counting from the right support (indicator 3P). Mutual displacement on this indicator at the moment of failure figures out about 0,6mm. In the left support area came to the mutual displacement at the moment of diagonal cracking, then by the stresses $\tau=3,55$ and $4,14\text{MPa}$, respectively.

The failure of the beam took place rapidly by force $F=290\text{kN}$ in the support zone due to rupture of the front side welds joining vertical connectors with the top and bottom chords of the steel profile. Crack pattern after failure is shown in fig. 4.12.



Rys. 4.12. Belka 202B – układ rys po zniszczeniu
Fig. 4.12. Beam 202B – crack pattern after failure



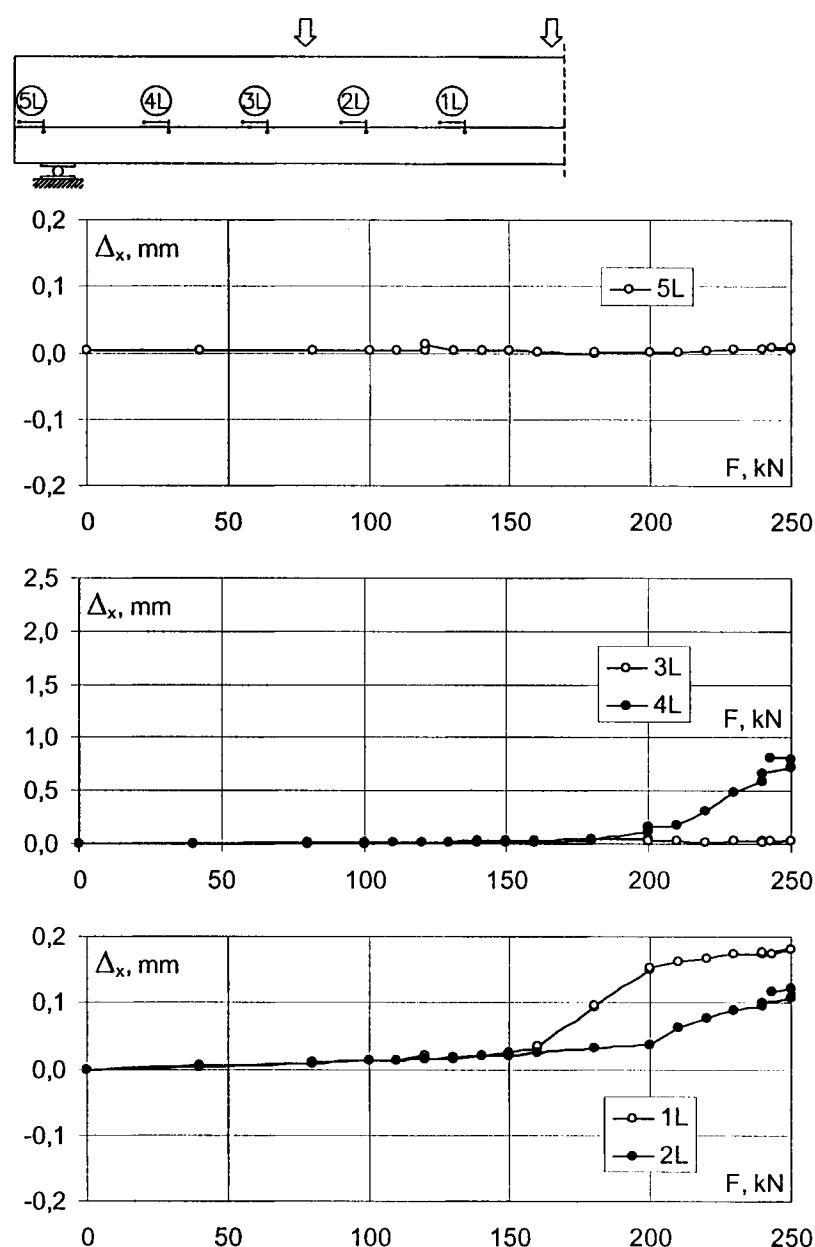
Rys. 4.13. Belka 202B – odkształcenia w strefie środkowej
Fig. 4.13. Beam 202B – strains in the central zone

Należy zauważyć, że w drugiej strefie przypodporowej o takim samym zbrojeniu były tylko dwie rysy ukośne, które pojawiły się dopiero tuż przed zniszczeniem. Siła niszcząca $F=290\text{kN}$ była bliska nośności na zginanie. Świadczą o tym odkształcenia włókien górnego i w poziomie zbrojenia rozciąganego w strefie środkowej – rys. 4.13.

Belka 212B

Pierwsze rysy prostopadłe do osi elementu pojawiły się przy sile $F=160\text{kN}$. Były to rysy o szerokości rozwarcia poniżej $0,1\text{mm}$. Ich szerokość rozwarcia przy kolejnych obciążeniach wynosiła: przy sile 180kN – $0,10\text{mm}$, przy sile 200kN – $0,15\text{mm}$, przy sile 240kN – $1,50\text{mm}$.

Pierwsza rysa ukośna pojawiła w nadbetonie przy sile $F=180\text{kN}$ – $\tau=2,66\text{MPa}$. Podobnie jak w belce 202B, także i w tym wypadku mierzono wzajemne przemieszczenia betonu i nadbetonu. Rozmieszczenie czujników indukcyjnych i wykresy wzajemnego przemieszczenia betonu i nadbetonu pokazano na rys. 4.14.



Rys. 4.14. Belka 212B – wzajemne przemieszczenia betonu i nadbetonu

Fig. 4.14. Beam 212B – mutual displacement of concrete and overconcrete

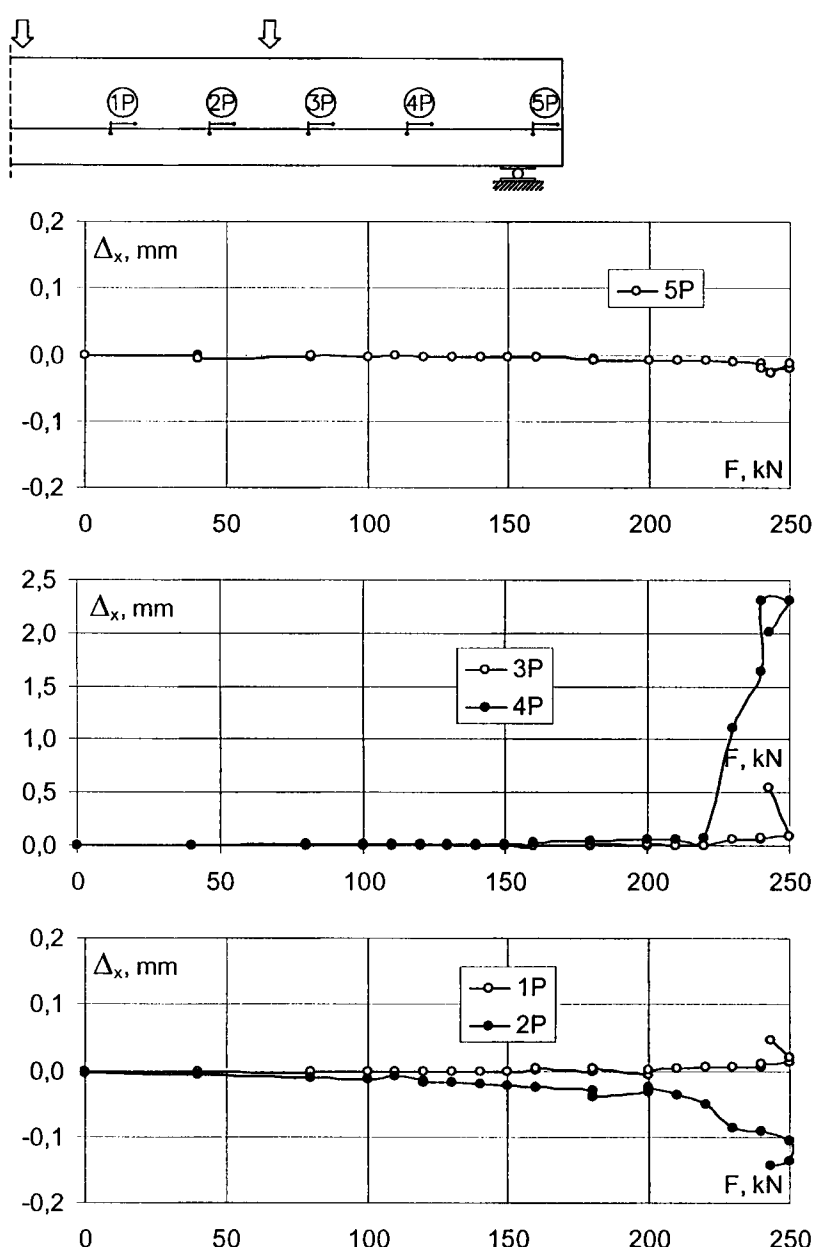
Stwierdzono pełne zespolenie betonu i nadbetonu w całym zakresie obciążeń. Jest to rezultat zastosowania prętów gwintowanych, zespalających oba pasy profilu stalowego. Pierwsze wzajemne przemieszczenia zaobserwowano na czujniku 4L przy sile 200kN . W tej strefie doszło do zarysowania ukośnego przy sile 190kN – patrz rys. 4.15. Była to rysa o szerokości rozwarcia poniżej $0,1\text{mm}$.

It should be noticed, that in the second support zone with the same reinforcement, there were only two diagonal cracks, which appeared only just before failure. The ultimate force $F=290\text{kN}$ was close to the carrying capacity in bending. That is proved by the top fibres strains and the strains in the level of the tensile reinforcement in central zone – fig. 4.13.

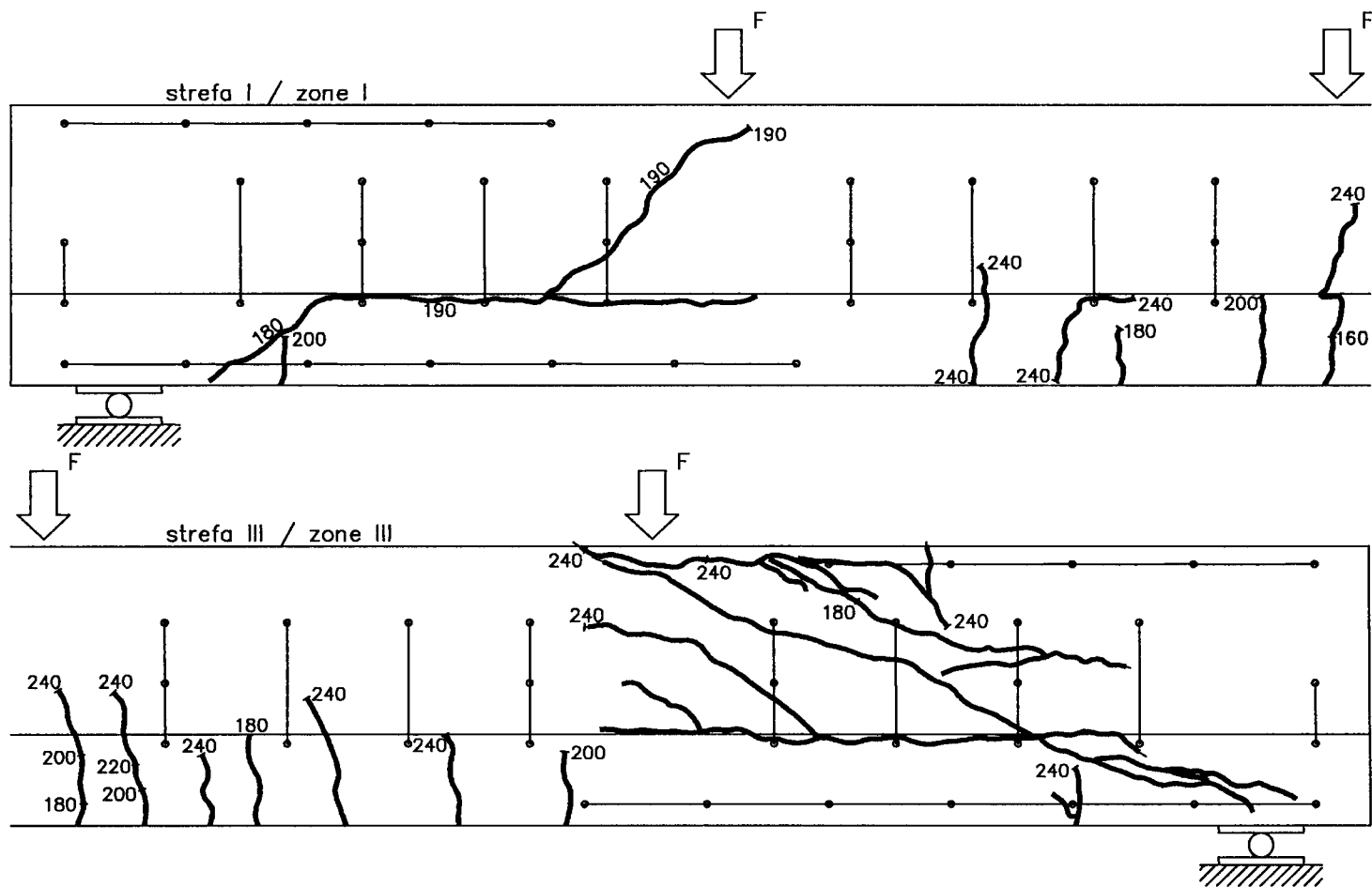
Beam 212B

First cracks perpendicular to the axis of the element appeared by the force $F=160\text{kN}$. These were cracks of the width below $0,10\text{mm}$. Their widths by the next loads figured out: by force 180kN – $0,10\text{mm}$, by force 200kN – $0,15\text{mm}$, by force 240kN – $1,50\text{mm}$.

First diagonal crack appeared in the overconcrete by force $F=180\text{kN}$ – $\tau=2,66\text{MPa}$. As in the beam 202B, also in this case the mutual displacements of concrete and overconcrete were measured. The layout of the inductive indicators and the diagrams of the mutual displacement of concrete and overconcrete are shown in fig. 4.14.



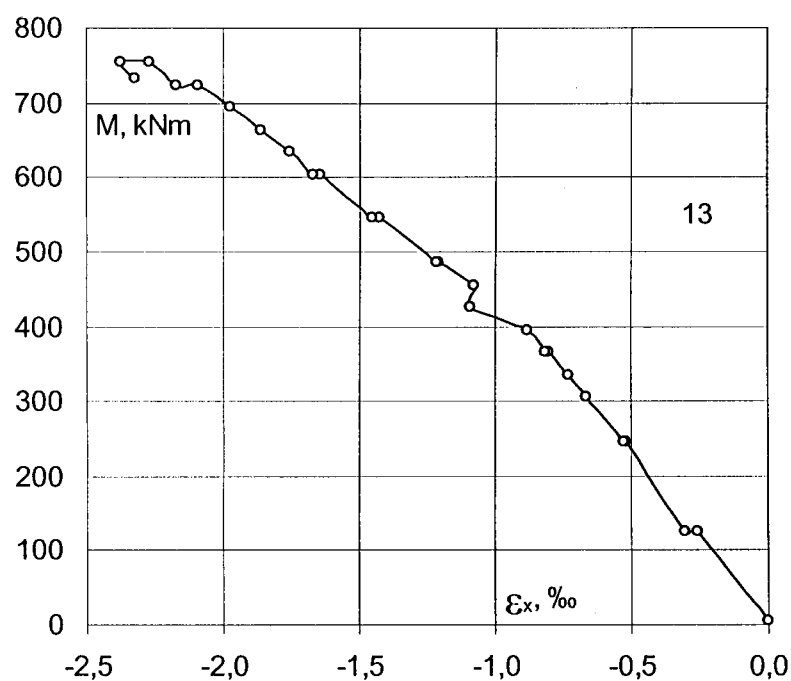
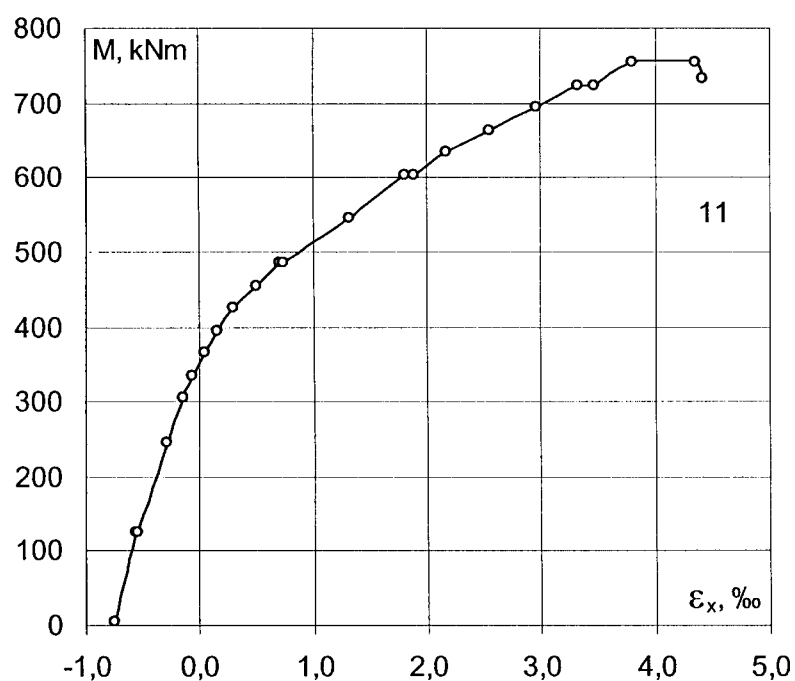
There was confirmed the full amalgamation of the concrete and overconcrete in the support zone in whole range of loadings. That is the result of using the trodden bars joining both chords of the steel profile. First mutual displacement were observed on the 4L indicator by force 200kN . In this area came to the diagonal cracking by force 190kN – see fig. 4.15. That was crack of the width below $0,10\text{mm}$.



Rys. 4.15. Belka 212B – układ rys po zniszczeniu
Fig. 4.15. Beam 212B – crack pattern after failure

W strefie przypodporowej po stronie prawej do zarysowania ukośnego w nadbetonie doszło wcześniej – przy sile 180kN. Przy kolejnych obciążeniach szerokość rozwarcia rys ukośnych w nadbetonie znacząco wzrosła, a mianowicie: przy sile 200kN - 0,7mm, przy sile 240kN – 1,0mm. Mimo tak znacznego zarysowania nadbetonu do wzajemnego przemieszczenia doszło w tej strefie dopiero przy sile 230kN – patrz czujnik 4P, rys. 4.16. Od tego momentu nastąpił proces niszczenia spoin czołowych między płaskownikami a pasami profilu stalowego. Obraz zarysowania pokazano na rys. 4.15. Zniszczenie nastąpiło przy sile 250kN. Także i w tym wypadku była to siła bliska nośności zginania. Wykresy odkształceń włókna górnego i w poziomie zbrojenia rozciąganego w strefie środkowej pokazano na rys. 4.16. Maksymalne odkształcenia przy zniszczeniu wynosiły odpowiednio $-2,4\%$ i $+4,5\%$.

In the support zone on the right side there came to the diagonal cracking in overconcrete much earlier – by force 180kN. By next loads the width of the diagonal cracks in the overconcrete was increasing significant, namely: by force 200kN – 0,70mm, by force 240kN – 1,00mm. In spite of such considerable cracking of overconcrete, to the mutual displacement came in this area only by force 230kN – see indicator 4P, fig. 4.16. Till this moment the process of damage of front side welds between flat irons and steel profile side chords took place. The crack pattern is shown in fig. 4.15. Failure occurred by force 250kN. Also in this case, the force was close to the carrying capacity in bending. The diagrams of the top fiber strains and the strains in the level of tensile reinforcement in the central zone are shown in fig. 4.16. Maximum strains at failure were $-2,4\%$ and $+4,5\%$, respectively.



Rys. 4.16. Belka 212B – odkształcenia w strefie środkowej
Fig. 4.16. Beam 212B – strains in central zone

4.4. Podsumowanie

W tej serii przetestowano wzmocnienie strefy podparcia poprzez zastosowanie żebrowanych prętów nagwintowanych, usytuowanych tuż nad podporami. Zadaniem tych prętów było zespolenie obu pasów profilu stalowego, a tym samym uniemożliwienie wzajemnego przemieszczenia betonu i nadbetonu. Zastosowanie tych prętów okazało się skuteczne. Zarówno w belce 202B, jak i 212B, w strefie nad podporą, nie doszło do wzajemnego przemieszczenia betonu i nadbetonu. Nieznaczne poziome przemieszczenia w tych belkach zaobserwowano w pobliżu sił skupionych dopiero po zarysowaniu ukośnym.

Niestety także w belkach tej serii jakość wykonania spoin czołowych, łączących pionowe płaskowniki z kształtownikami pasów górnego i dolnego była niedostateczna. Zniszczenie wszystkich belek było przedwczesne i spowodowane zerwaniem spoin. W tej sytuacji postanowiono w kolejnych belkach zastosować w przekroju poprzecznym zamiast jednego – dwa płaskowniki, nakładane na środniki kształtowników stalowych i spawane do nich spoinami pachwinowymi. Można było się spodziewać, że taka innowacja pozwoli na lepsze połączenie pionowych płaskowników z pasami, a także na zwiększenie odporności na wzajemne przemieszczenie betonu i nadbetonu.

4.4. Summary

There is presented in this series the strengthening of the support region by application the ribbed trodden bars, situated just over the supports. The task of these bars was the connection of the both chords of steel profile and thereby to prevent from mutual displacement of the concrete and overconcrete. The application of such a reinforcement appeared to be successful. There did not come to the mutual displacement of the concrete and overconcrete in the region over the support, both in beam 202B and 213B. A little horizontal displacements were observed in these beams near concentrated forces only after diagonal cracking.

Unfortunately also in beams of this series the quality of the execution of the butt welds connecting vertical flat irons with the profiles of top and bottom chords was insufficient. Failure of all beams was premature and caused by breaking of welds. There was decided in this situation to use in the next beams on the cross-sections instead of one – two flat irons put on the webs of the steel profiles and welded to them with the fillet welds. It could be expected, that such a innovation allowed to the better connection of the vertical flat irons with chords and also the increase of the resistance to the mutual displacement of concrete and overconcrete.

5. SERIA III – ELEMENTY DWUPRZĘSŁOWE

5.1. Program badań

5.1.1. Założenia ogólne

Każdy z elementów dwuprzęsłowych składał się z dwóch elementów prefabrykowanych, wykonanych w zakładzie prefabrykacji firmy Ergon Polska sp. z o.o. Przy projektowaniu elementów prefabrykowanych wykorzystano wnioski z badań serii I i II. Przyjęto zatem profil stalowy, składający się z pasa górnego w postaci 1/2 HEB i pasa dolnego w postaci przekroju teowego. Biorąc pod uwagę niepewność wykonania spoin czołowych, łączących pionowe płaskowniki z oboma pasami postanowiono zastosować w przekroju, zamiast jednego, dwa płaskowniki nakładane na środniki kształtowników stalowych i spawane do nich spoinami pachwinowymi. Jest to najłatwiejsza do wykonania spoina. Utrzymano zbrojenie w strefie podparcia w postaci prętów gwintowanych oraz zbrojenie strefy zakotwienia – pręty poziome i strzemiona zwymiarowane na siłę $0,2P_d$. Utrzymano także łączniki poziome, których zadaniem jest zespolenie betonu sprężonego z profilem stalowym.

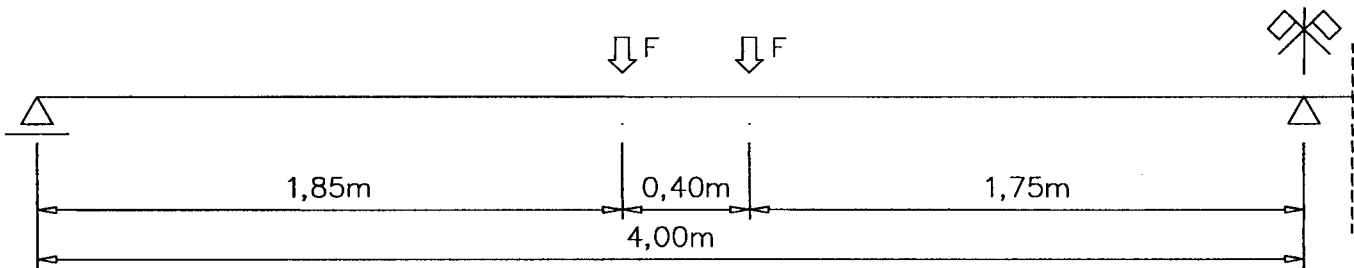
Jako zbrojenie na moment ujemny w strefie podpory środkowej zastosowano pręty ze stali żebrowanej RB500W.

Nośność na zginanie przekroju przęsłowego założono we wszystkich belkach jednakową, zaś nośność przekroju nad podporą środkową w poszczególnych belkach zróżnicowano, stosując różne stopnie zbrojenia.

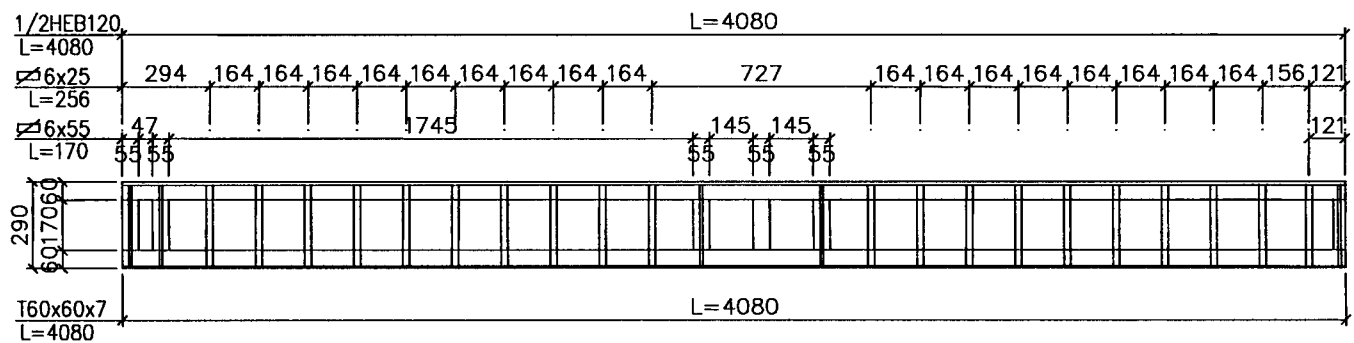
Założono, że jedynym zbrojeniem na ścinanie będą płaskowniki, łączące oba pasy profilu stalowego, przy czym założono stopień zabezpieczenia ścinania równy $\eta \approx 0,5$ ($\cot \Theta \approx 2$). Te płaskowniki i pręty gwintowane będą też zbrojeniem przenoszącym siłę rozwarstwiającą.

5.1.2. Zbrojenie elementów

Ogółem zaprojektowano 6 elementów dwuprzęsłowych o rozpiętości przęseł 4,0m, obciążonych dwiema siłami skupionymi w każdym przęśle – rys. 5.1.



Rys. 5.1. Schemat statyczny i obciążenie
Fig. 5.1. Static scheme and loading



Rys. 5.2. Profil stalowy
Fig. 5.2. Steel profile

5. SERIES III – TWO-SPAN ELEMENTS

5.1. Tests program

5.1.1. General assumptions

Every from the two-span elements consisted from two prefabricated elements made in the prefabrication plant of the firm Ergon Polska Ltd. During the design of the pre-cast elements there were used the conclusions from the tests of series I and II. There was assumed then the steel profile consisted from the top chord in form of 1/2 HEB and bottom chord in form of T-shaped section. Taking into account the uncertainty of the performance of the butt welds, connecting vertical flat irons with the both chords, there was decided to use in the section, instead of one, two flat irons put on the webs of the steel profiles and welded to them by the fillet welds. Such weld is the easiest one to make. The reinforcement in the support zone inform of trodden bars and reinforcement of the anchorage zone – horizontal bars and stirrups designed for the force $0,2P_d$, were maintained. There were kept also the horizontal connectors, which have the task to join prestressed concrete with the steel profile.

As the reinforcement in view of negative moment in the middle support zone were used the bars made from the ribbed steel RB500W.

Bending capacity of the span cross-section was assumed identical in all beams, but bending capacity of the cross-section over the middle support in particular beams was differentiated by using different reinforcement ratios.

There was established, that the only shear reinforcement will be the flat irons connecting both chords of the steel profile, besides the shear security ratio was assumed equal $\eta \approx 0,5$ ($\cot \Theta \approx 2$). These flat irons and trodden bars will be also as the reinforcement carrying the delamination force.

5.1.2. Reinforcement of the elements

In general there were designed 6 two-spans elements of the span length 4,0m, loaded with two concentrated forces in every span – fir. 5.1.

W elementach prefabrykowanych zastosowano profil stalowy o wysokości 290mm – rys. 5.2, składający się z 1/2 HEB120 (pas górny) i teownika 60×60×7 (pas dolny). Pasy były połączone podwójnymi płaskownikami o przekroju 6×25mm, przyspawanymi do środków spoinami pachwinowymi.

W strefie rozciąganej przyjęto 8 cięgien Y1860 S7 o $A_p=93\text{mm}^2$, z których 6 było naciągniętych siłą 138kN ($\sigma_{pmo}=0,8f_{pk}=1488\text{MPa}$), a dwa były naciągnięte siłą 20kN ($\sigma_{pmo}=215\text{MPa}$).

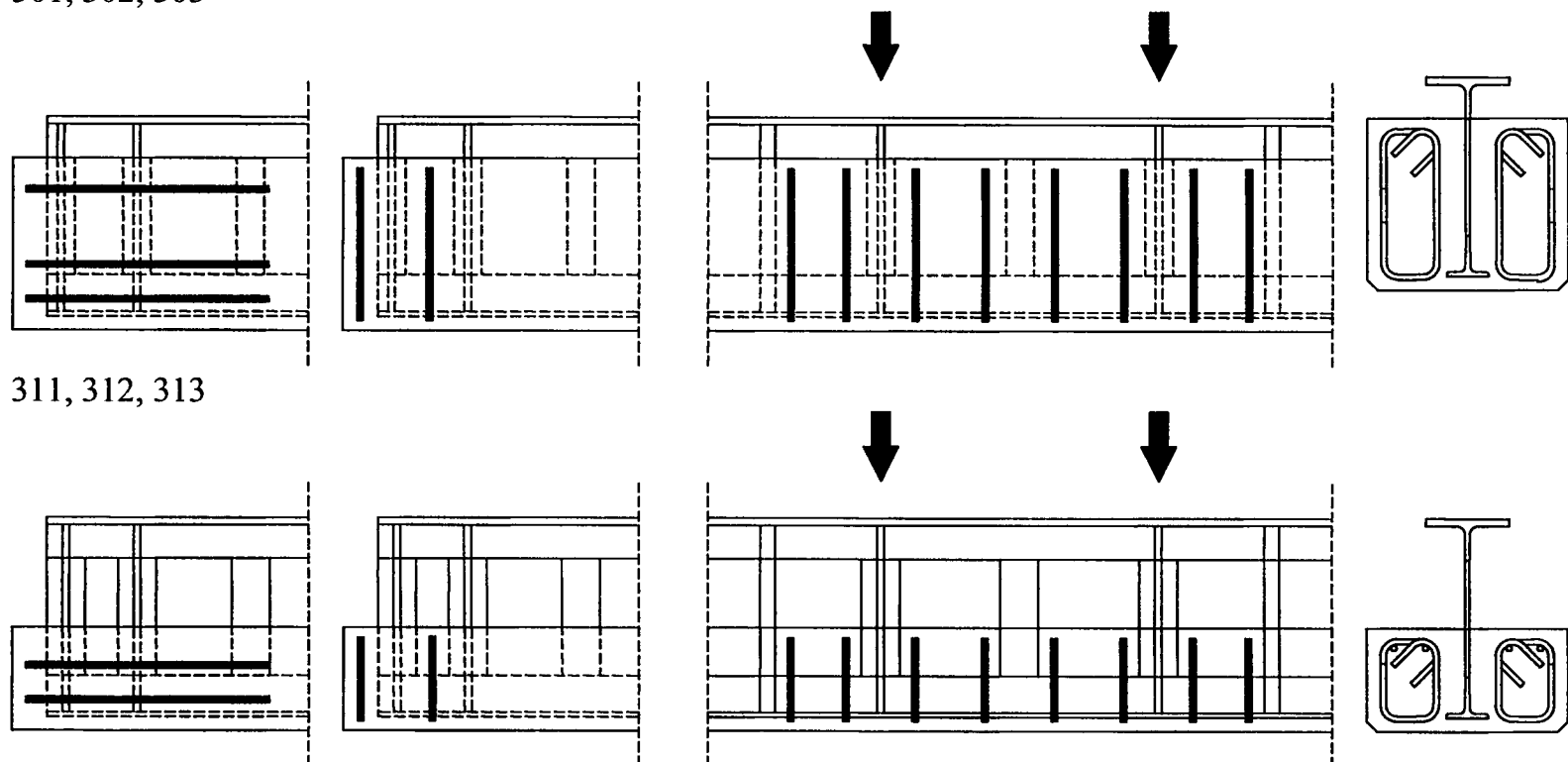
W strefie zakotwienia zastosowano pętle poziome z prętów o średnicy $\varnothing 8\text{mm}$ oraz strzemiona pionowe także o średnicy $\varnothing 8\text{mm}$, zwymiarowane na siłę równą $0,2P_d$. Takie same strzemiona zastosowano w miejscach usytuowania sił skupionych – rys. 5.3. Zastosowano także łączniki poziome zespalające beton z profilem stalowym – rys. 5.4.

In the prefabricated elements there was used steel profile of the 290mm height – fig. 5.2, composed of 1/2 HEB120 (top chord) and tee bar 60×60×7 (bottom chord). Chords were connected with double flat irons of the cross-section 6×25mm, welded to the webs with fillet welds.

In the tension zone there were assumed 8 tendons Y1860 S7 of $A_p=93\text{mm}^2$, from which 6 were tensioned with the force 138kN ($\sigma_{pmo}=0,8f_{pk}=1488\text{MPa}$), and two were tensioned with force 20kN ($\sigma_{pmo}=215\text{MPa}$).

In the support zone horizontal loops were applied, made from the bars of $\varnothing 8\text{mm}$ diameter also designed for the force equal $0,2P_d$. The same stirrups were used in the places of concentrated forces – fig. 5.3. There were used also horizontal connectors joining concrete with the steel profile – fig. 5.4.

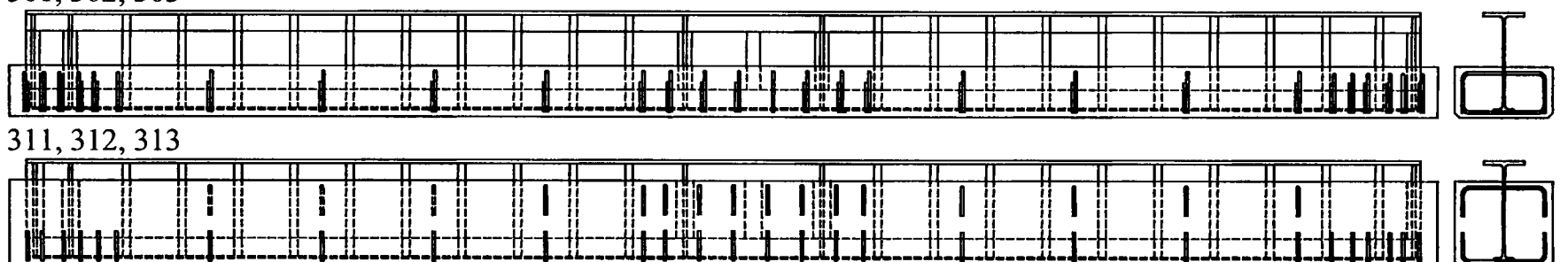
301, 302, 303



Rys. 5.3. Zbrojenie strefy zakotwienia – pętle poziome, strzemiona pionowe

Fig. 5.3. Reinforcement of the anchorage zone – horizontal loops, vertical stirrups

301, 302, 303



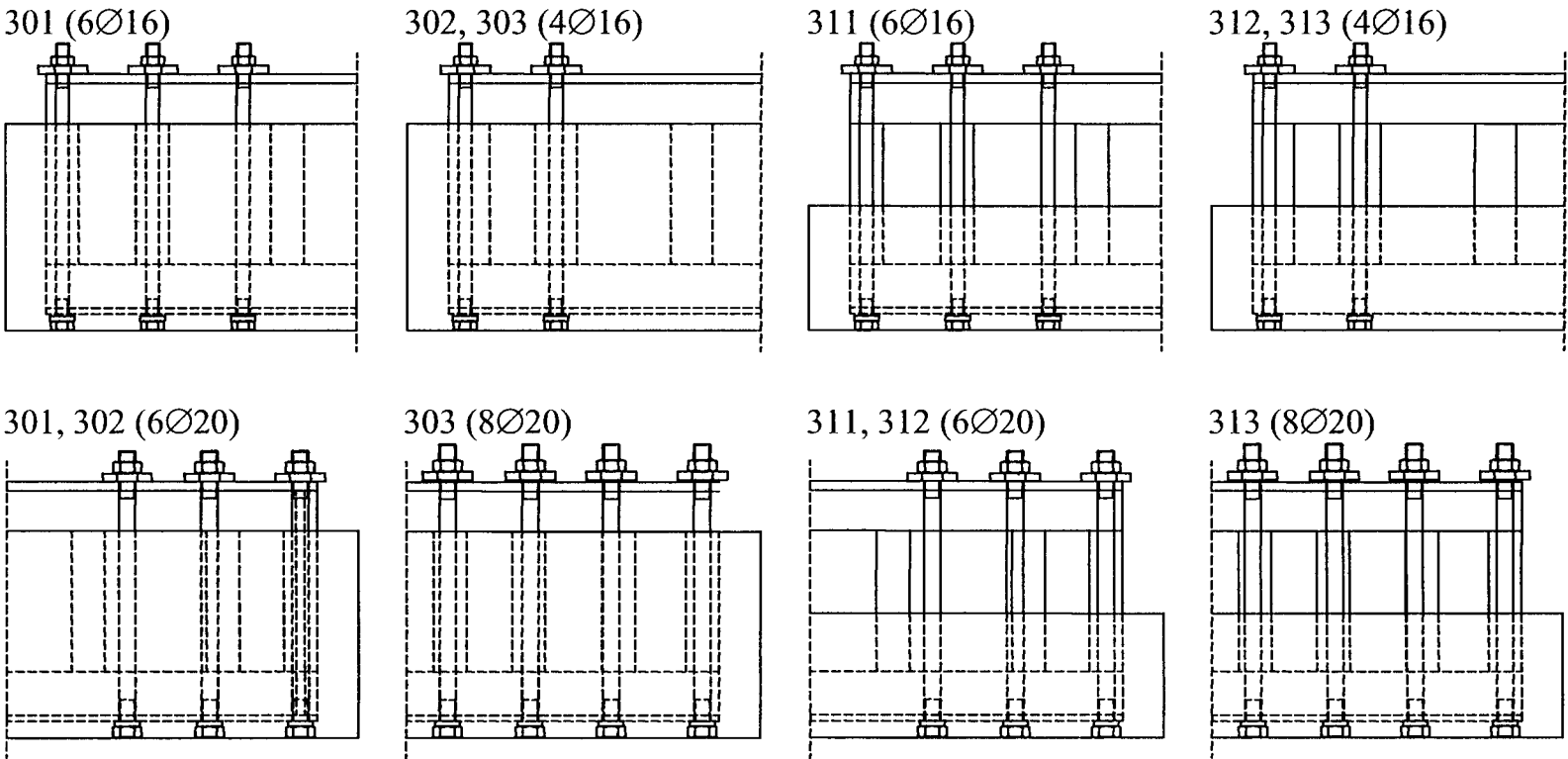
Rys. 5.4. Łączniki poziome zespolonego betonu i profilu stalowego

Fig. 5.4. Horizontal connectors of the composite concrete and steel profile

Przyjęto zbrojenie w strefie podparcia w postaci żebrowanych prętów nagwintowanych, zapobiegające rozwarstwieniu betonu i nadbetonu – rys. 5.5.

There were assumed the reinforcement in the support zone in form of ribbed, trodden bars, to prevent the delamination of the concrete and overconcrete – fig. 5.5.

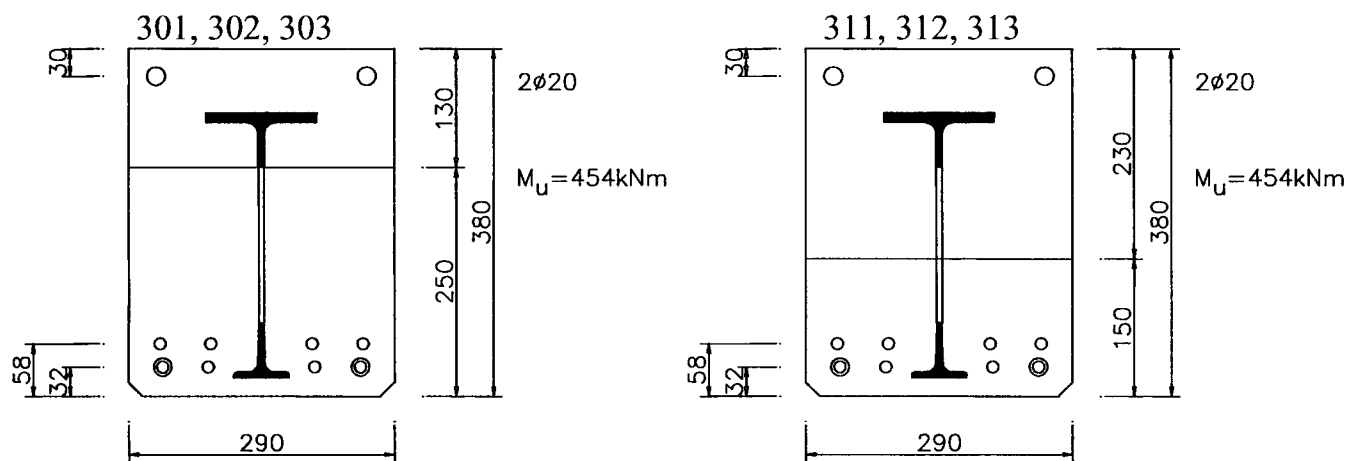
podpora skrajna / the edge support



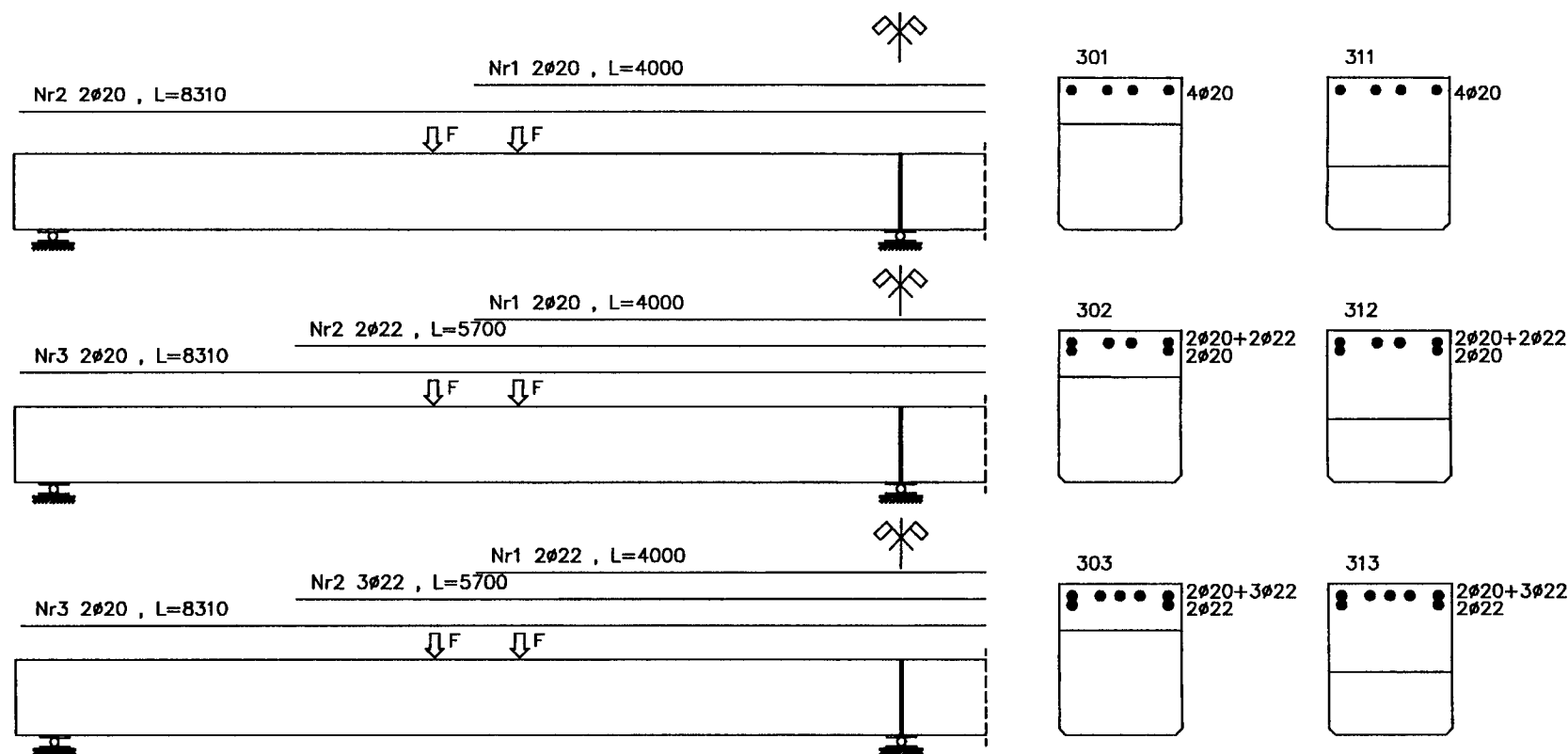
Rys. 5.5. Pręty żebrowane gwintowane w strefie podparcia
Fig. 5.5. Ribbed trodden bars in the support zone

Przekroje przęsłowe po zespoleniu z nadbetonem i momenty niszczone pokazano na rys. 5.6.

Span cross-sections after joining with overconcrete and ultimate moments are shown in fig. 5.6.



Rys. 5.6. Przęsło – przekroje obliczeniowe
Fig. 5.6. Span – calculated cross-sections



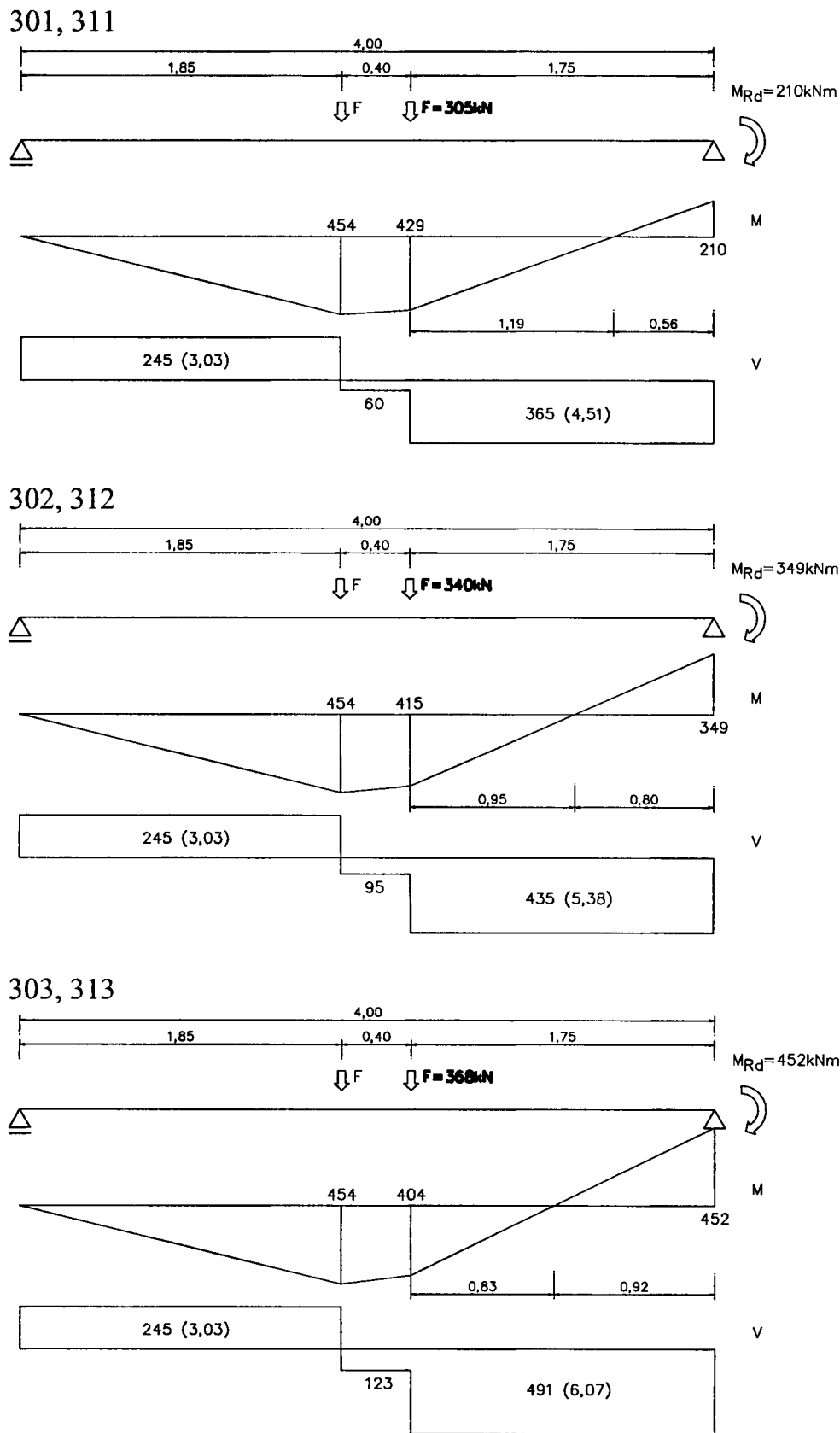
Rys. 5.7. Zbrojenie górne
Fig. 5.7. Top reinforcement

Nad podporą środkową przyjęto w belkach 301 i 311 pręty ze stali RB500W – 4Ø20, w belkach 302 i 312 – 4Ø20+2Ø22, zaś w belkach 303 i 313 – 2Ø20+5Ø22 – rys. 5.7. Stopień zbrojenia wynosił odpowiednio 0,013, 0,020 i 0,026.

Przy tak ukształtowanym zbrojeniu i przy założeniu pełnej redystrybucji momentów zginających, wykresy sił wewnętrznych (M, V) zostały pokazane na rys. 5.8.

Over the middle support there were assumed in beams 301 and 311 bars made from steel RB500W – 4Ø20, in beams 302 and 312 – 4Ø20+2Ø22, but in beams 303 and 313 – 2Ø20+5Ø22 – fig. 5.7. The reinforcement ratio figured out 0,013, 0,020 and 0,026, respectively.

By such a shaped reinforcement and under the assumption of full redistribution of bending moments, the diagrams of internal forces (M, V) were shown in fig. 5.8.



4Ø20

$$F_s = 4 \times 316 \times 520 = 657,3 \times 10^3 \text{ N}$$

$$z = d - 30 = 340 - 30 = 320 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 210 \text{ kNm}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{1,85}{0,34} = 5,44$$

$$\frac{a}{d} = \frac{1,19}{0,34} = 3,50$$

$$\frac{a}{d} = \frac{0,56}{0,34} = 1,65$$

4Ø20 + 2Ø22

$$F_s = 4 \times 316 \times 520 + 2 \times 380 \times 570 = 1090,5 \times 10^3 \text{ N}$$

$$z = 320 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 349 \text{ kNm}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{1,85}{0,34} = 5,44$$

$$\frac{a}{d} = \frac{0,95}{0,34} = 2,79$$

$$\frac{a}{d} = \frac{0,80}{0,34} = 2,35$$

2Ø20 + 5Ø22

$$F_s = 2 \times 316 \times 520 + 5 \times 380 \times 570 = 1411,6 \times 10^3 \text{ N}$$

$$z = 320 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 452 \text{ kNm}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{1,85}{0,34} = 5,44$$

$$\frac{a}{d} = \frac{0,83}{0,34} = 2,44$$

$$\frac{a}{d} = \frac{0,92}{0,34} = 2,71$$

Rys. 5.8. Siły wewnętrzne, wartości w nawiasach – τ w MPa
Fig. 5.8. Internal forces, values in brackets – τ in MPa

Zbrojenie na ścinanie stanowiły wyłącznie płaskowniki przyspawane do środków kształtowników stalowych. Były one rozmieszczone na całej długości elementów co 164mm. Nośność tego zbrojenia wynosiła:

$$V_{Rd3} = \frac{A_s f_y z}{s_l} = \frac{2 \times 25 \times 6 \times 344 \times 320}{164} = 201 \times 10^3 \text{ N}.$$

Shear reinforcement was made only from flat irons welded to the webs of steel profiles. They were placed on whole length of the elements, every 164mm. The carrying capacity of this reinforcement was:

$$V_{Rd3} = \frac{A_s f_y z}{s_l} = \frac{2 \times 25 \times 6 \times 344 \times 320}{164} = 201 \times 10^3 \text{ N}.$$

Stopień zabezpieczenia na ścinanie i smukłość ścinania w poszczególnych belkach i strefach przypodporowych zostały przedstawione w tab. 5.1.

Jako zbrojenie na siłę rozwarstwiającą przyjęto płaskowniki, łączące oba pasy profilu stalowego oraz pręty gwintowane usytuowane nad podporą. W tablicy 5.2. przedstawiono siłę rozwarstwiającą w stanie zniszczenia w strefie podpory skrajnej i środkowej oraz nośność zbrojenia.

Tablica 5.1. Stopień zabezpieczenia na ścinanie η i smukłość ścinania a/d
Table 5.1. The shear security ratio η and the shear slenderness a/d

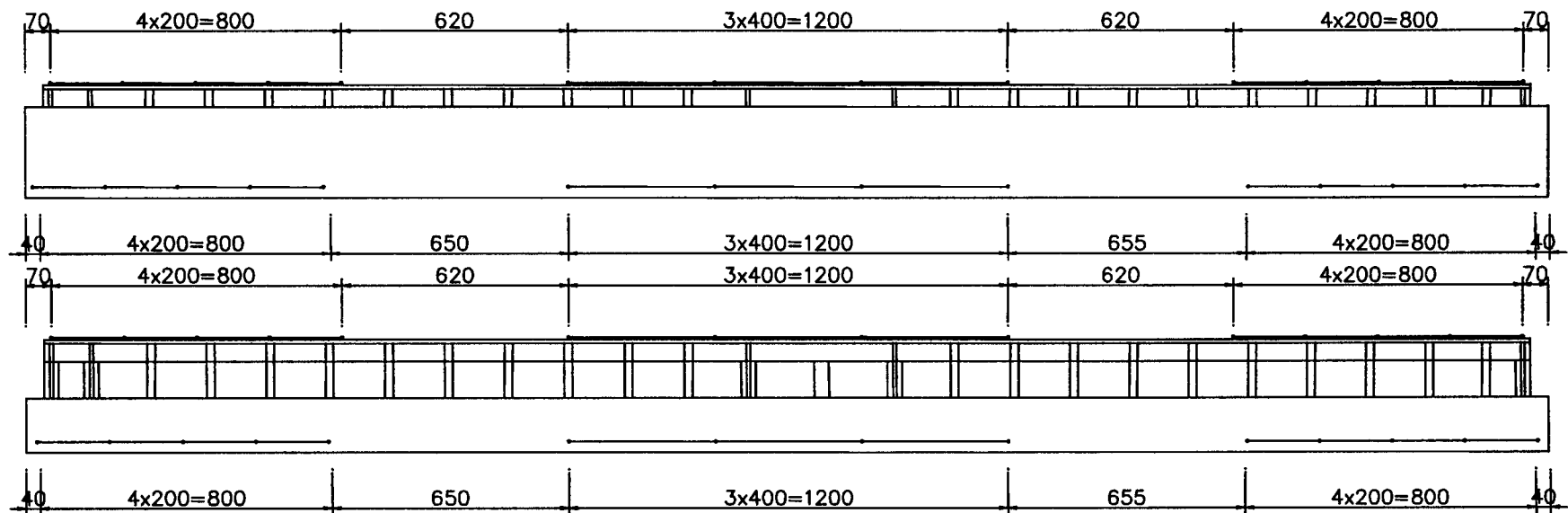
nr belki No. of the beam	podpora skrajna edge support		podpora środkowa middle support	
	η	a/d	η	a/d
301, 311	0,82	5,44	0,55	1,65
302, 312			0,46	2,35
303, 313			0,41	2,71

5.1.3. Pomiary

W serii III prowadzono pomiary tensometrami mechanicznymi o bazie 200 i 400mm, tensometrami elektrooporowymi i czujnikami indukcyjnymi.

W elementach prefabrykowanych po zabetonowaniu elementu, tuż przed sprężeniem, naklejano bazy pomiarowe na powierzchni betonu w poziomie spodu profilu stalowego i na pasie górnym. Bazy były usytuowane w strefie zakotwienia i w strefie środkowej – rys. 5.9. Odczyty na tych bazach wykonano przed sprężeniem, bezpośrednio po sprężeniu i przed wykonaniem nadbetonu. Pomiary te pozwoliły oszacować straty siły sprężającej, powstałe na skutek odkształcenia sprężystego betonu oraz straty reologiczne w okresie od sprężenia do badania elementu.

W miejscu baz w strefie zakotwienia na pasie górnym naklejono, przed wykonaniem nadbetonu, tensometry elektrooporowe.



Rys. 5.9. Rozmieszczenie baz pomiarowych w elemencie prefabrykowanym

Fig. 5.9. Layout of measuring basis in the precast element

Po zespoleniu elementów prefabrykowanych z nadbetonem, tuż przed badaniem, naklejano na powierzchni betonu bazy pomiarowe wzdłuż elementu – odkształcenia ϵ_x i pionowe – odkształcenia ϵ_y – rys. 5.10.

Shear security ratio and shear slenderness in particular beams and support zones are presented in table 5.1.

As the reinforcement for delamination force there was assumed flat irons connecting both chords of steel profile and trodden bars situated over the support. The delamination force in the ultimate state in edge and middle support zones and the reinforcement carrying capacity are presented in table 5.2.

Tablica 5.2. Siły rozwarstwiające i nośności zbrojenia
Table 5.2. Delamination forces and load carrying capacity of the reinforcement

nr belki No. of the beam	podpora skrajna edge support		podpora środkowa middle support	
	F_r [kN]	nośność capacity	F_r [kN]	nośność capacity
301, 311	1462	1789 (6Ø22)	2060	2042 (6Ø20)
302, 312			2456	2043 (6Ø20)
303, 313			2772	2363 (8Ø20)

5.1.3. Measurements

There were carried out measurements in series III by means of mechanical tensometers of 200 and 400mm basis, electric resistance strain gauges and induction meters.

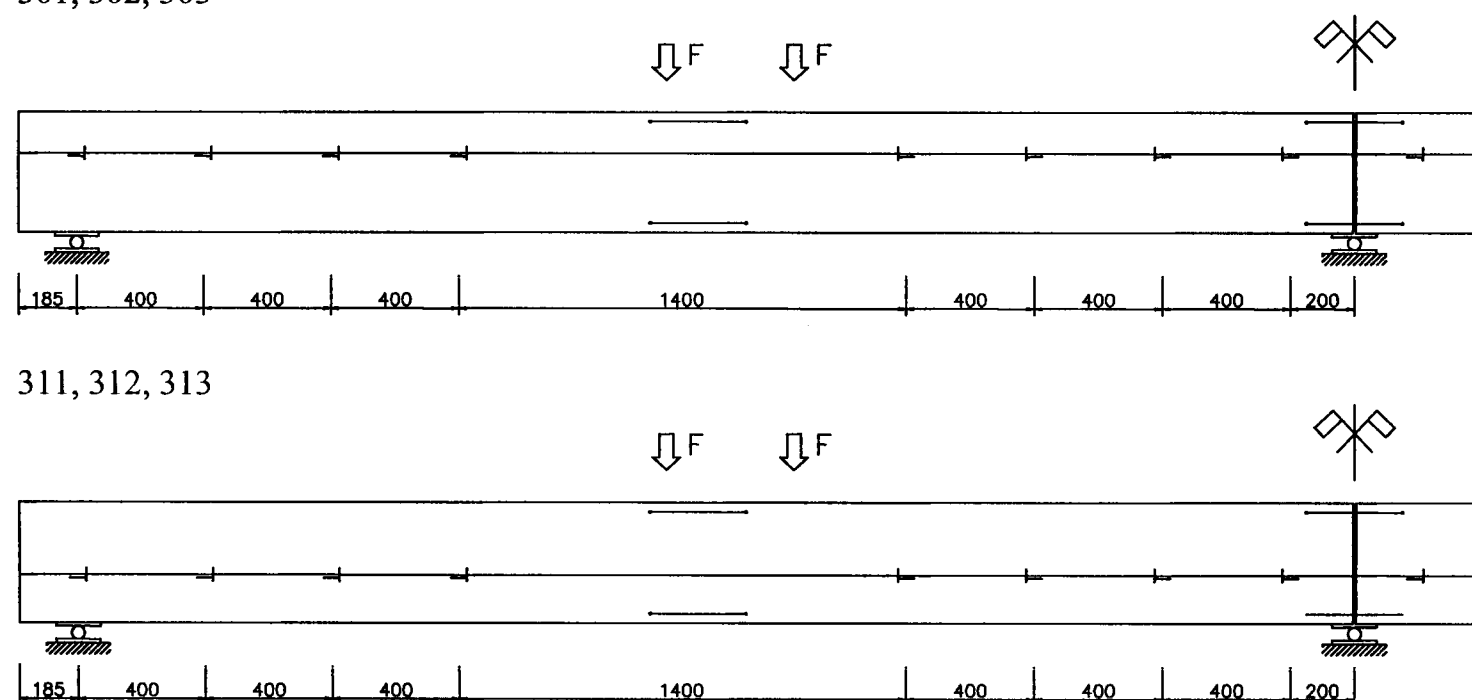
In the precast elements after casting the specimen, just before prestressing, the measuring basis were attached to the concrete surface in the level at the bottom of steel profile and on the top chord. Basis were situated in the anchorage and middle zones – fig. 5.9. The readings from these basis were made before prestressing, directly after prestressing and before realization of the overconcrete. These measurements allowed to estimate the prestressing force losses taking place due to elastic strain of the concrete and rheological losses in the period from prestressing to the test of element.

The resistance electric gauges were stucked in the basis places in anchorage zone, on the top chord, before the overconcrete was made.

After connection of the precast elements with overconcrete just before testing, the measuring basis were stucked to the concrete surface along the element – strains ϵ_x and vertical – strains ϵ_y – fig. 5.10.

Tak samo przed badaniem elementu zamontowano czujniki indukcyjne do pomiaru odkształceń ε_x i wzajemnego przemieszczenia betonu i nadbetonu Δx – rys. 5.11.

301, 302, 303



70

5.1.4. Przygotowanie elementów do badań

W Laboratorium Badawczym Materiałów i Elementów Konstrukcyjnych Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej na wypoziomowanych czterech podstawach układano dwa jednakowe elementy prefabrykowane, stykające się ze sobą w linii prostej. Uszczelniono styk elementów – szczelinę między elementami zalewano żywicą epoksydową. Zamontowano też w strefie styku wzmocnienie w postaci płaskownika, pozwalające przenieść ewentualne naprężenia rozciągające, które mogą wystąpić podczas transportu i montażu belki na stanowisku badawczym. Naklejono tensometry elektrooporowe na pasie górnym (1/2 HEB120). Wykonano zbrojenie nadbetonu i zabetonowano element. Kolejne czynności pokazano na zdjęciach – rys. 5.12.

5.1.4. Preparation the elements for the tests

There were placed two identical precast elements contacted themselves in the straight line on the four horizontal made supports in the Laboratory of Testing Materials and Structural Elements of the Department of Concrete Structures. After packing of the elements contact, the cleft between elements was filled with the epoxy resins. There was installed also, in the contact zone, the strengthening in form of flat iron allowing to carry on eventual tensile stresses, which could take place during transportation and fitting up the beam on the test stand. The resistance electric gauges were stuck to the top chord (1/2 HEB120). The overconcrete reinforcement was made and the element was casted. The next actions are shown in the photos – fig. 5.12.



Rys. 5.12. Przygotowanie i betonowanie elementu
Fig. 5.12. Preparation and casting the specimen

Po około dwóch tygodniach od zabetonowania element ustawiano na stanowisku badawczym – rys. 5.13. Element był ustawiany na trzech podporach. Jedna z podpór skrajnych była wypoziomowana, druga miała możliwość obrotu – patrz rys. 5.13. Obie te podpory miały możliwość przesuwu wzdłuż osi elementu. Podpora środkowa była nieprzesuwna, a element spoczywał na niej na podlewce z zaprawy cementowej.

Na podporach skrajnych były zamontowane siłomierze tensometryczne – po dwa na każdej podporze.

After about two weeks from casting, the specimen was placed on the test stand – fig. 5.13. Element was placed in the three supports. One of the edge support was made horizontal, second one had the rotation ability – see fig. 5.13. Both these supports had the possibility of shift along the element axis. The middle support was nontraveling and element lay down on it on the pad made from the cement mortar.

There were extensometric dynamometers installed on the edge supports – two on each support.



Rys. 5.13. Stanowisko badawcze – widok ogólny, szczegóły podparcia
Fig. 5.13. Test stand – general view, details of the support

Obciążenie było realizowane za pomocą czterech siłowników hydraulicznych o zakresie do 400kN każdy. Elementy były obciążone narastająco do zadanej siły, z przerwami potrzebnymi do przeprowadzenia pomiarów tensometrami mechanicznymi oraz na rejestrację i pomiar szerokości rozwarcia rys. Zarówno program obciążenia, jak i rejestracja pomiarów odbywała się automatycznie, w sposób ciągły, poprzez system akwizycji danych. Łączny czas badania jednego elementu wynosił 5 – 6 godz.

5.2. Wyniki badań

5.2.1. Materiały

Wytrzymałość betonu w chwili sprężenia wynosiła $f_{c,cube}=50,4\text{MPa}$, zaś parametry wytrzymałościowe betonu w chwili badania były następujące:

beton prefabrykatu

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 84,5\text{MPa} \\ f_c &= 74,4\text{MPa} & f_c / f_{c,cube} &= 0,88 \\ f_{ct,sp} &= 5,25\text{MPa} & f_{ct,sp} / f_c^{2/3} &= 0,33 \\ E_c &= 46500\text{MPa} & E_c / f_c^{0,3} &= 12760 \\ & & E_c / (0,1f_c)^{0,3} &= 24900 \end{aligned}$$

Wytrzymałość nadbetonu w chwili badania przedstawiono w tabl. 5.3.

Tablica 5.3. Wytrzymałość nadbetonu

Table 5.3. Strength of overconcrete

wytrzymałość strength	301	302	303	311	312	313
$f_{c,cube}$, MPa	70,0	67,5	64,5	71,5	69,0	69,0
$f_{ct,sp}$, MPa	4,85	4,45	3,80	4,75	4,55	4,40
f_c , MPa	61,7	58,0	56,8	59,2	57,6	61,7
E_c , GPa	30,4			27,1	27,2	27,8
$f_{ct,sp} / f_c^{2/3}$	0,311	0,297	0,257	0,313	0,305	0,282

Parametry wytrzymałościowe stali prętowej przedstawiono w tabl. 5.4., zaś kształtowej i płaskownika w tabl. 5.5.

The loading was realized by means of four hydraulic cylinders with range of 400kN every one. The specimens were loaded increasingly to the given force, with breaks needed to carry out measurements by means of mechanical tensometers and to record and measure the cracks width. Both the loading program and the measurements recording were made automatic n continuous way by system of the data registration. The whole time of one element test was 5 – 6 hours.

5.2. Test results

5.2.1. Materials

The concrete strength in the moment of prestressing was equal $f_{c,cube}=50,4\text{MPa}$, but the concrete strength parameters in the moment of testing were as follow:

precast concrete

$$\begin{aligned} f_{c,cube} &= 84,5\text{MPa} \\ f_c &= 74,4\text{MPa} & f_c / f_{c,cube} &= 0,88 \\ f_{ct,sp} &= 5,25\text{MPa} & f_{ct,sp} / f_c^{2/3} &= 0,33 \\ E_c &= 46500\text{MPa} & E_c / f_c^{0,3} &= 12760 \\ & & E_c / (0,1f_c)^{0,3} &= 24900 \end{aligned}$$

The overconcrete strength in the test moment is presented in table 5.3.

Tablica 5.4. Stal pasywna

Table 5.4. Passive steel

średnica diameter	A_s mm^2	$R_e/R_{0,2}$ MPa	R_m MPa	E_s GPa
20	316	520	633	209
22	380	570	656	197

Tablica 5.5. Stal pasywna

Table 5.5. Passive steel

profil profile	R_e MPa	R_m MPa	E_s GPa
1/2 HEB	434	573	196
T60×60×7	289	399	194
blacha / metal plate 6×25	344	462	191

The strength parameters of the bar steel in presented in table 5.4., but of the profile and flat iron steel in table 5.5.

Na podstawie przeprowadzonych prób rozciągania stali zbrojeniowej i kształtowej przyjęto obliczeniowe wartości odkształceń i naprężeń oraz splotów Y1860 S7 – tabl. 5.6.

Based on the carrying out tensile tests of the reinforcement and profile steel, there were assumed the design values of strains and stresses and also strands Y1860 S7 – table 5.6.

Tablica 5.6. Obliczeniowe zależności $\sigma - \epsilon$

Table 5.6. Design relationship $\sigma - \epsilon$

Ø20mm		Ø22mm		1/2 HEB 120		T 60×60×7		Y1860 S7 $\sigma_{pm0}=1488\text{MPa}$		Y1860 S7 $\sigma_{pm0}=215\text{MPa}$	
ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	ϵ	σ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ
‰	MPa	‰	MPa	‰	‰	MPa	MPa	‰	MPa	‰	MPa
0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	1282	0,00	122
2,49	520	2,89	570	2,21	434	1,49	289	0,62	1400	6,73	1400
30,00	525	30,00	575	40,00	440	40,00	292	1,28	1500	7,39	1500
40,00	580	40,00	610					1,83	1550	7,94	1550
								3,05	1600	9,16	1600
								6,98	1700	13,09	1700
								9,67	1750	15,78	1750
								14,91	1800	21,02	1800
								28,19	1860	33,30	1860

W obliczeniowych wartościach $\sigma - \epsilon$ stali sprężającej uwzględniono obliczeniowe straty spowodowane relaksacją i rzeczywiste straty spowodowane odkształceniem sprężystym betonu oraz pełzaniem i skurczem betonu w okresie od sprężenia do badania elementu.

There were taken into account in the design values $\sigma - \epsilon$ of the prestressing steel, the calculated losses due to relaxation and real losses caused by the elastic concrete strain and creep and shrinkage of concrete in the period from prestressing to the moment of element test.

5.2.2. Cechy przekroju prefabrykowanego

5.2.2. Qualities of the prefabricated cross-section

Charakterystyki geometryczne przekrojów (tabl. 5.7) wyznaczono, uwzględniając usytuowanie zbrojenia zgodnie z rys. 5.6.

The geometric characteristics of the cross-sections (table 5.7) were estimated regarding the position of the reinforcement, according to fig. 5.6.

Tablica 5.7. Charakterystyki geometryczne przekrojów

Table 5.7. Geometric characteristics of the cross-sections

belki	$A_{cs} \times 10^3$ mm ²	$S_{cs} \times 10^6$ mm ³	y_{cs} mm	$I_{cs} \times 10^6$ mm ⁴	$w_{cs}^g \times 10^6$ mm ³	$w_{cs}^d \times 10^6$ mm ³	z_{cp} mm
301, 302, 303	86,4	11,57	133,5	643,0	3,86	4,82	95,8
311, 312, 313	57,4	5,73	100,0	425,7	2,13	4,26	62,4

5.2.3. Naprężenia i odkształcenia

5.2.3. Stresses and strains

Naprężenia i odkształcenia w charakterystycznych włóknach przekroju wyznaczono dla siły sprężającej po stratach od częściowej relaksacji, od odkształcenia sprężystego betonu i po stratach reologicznych zaistniałych do chwili badania elementu.

Stresses and strains in characteristic fibres of the cross-section were estimated for the prestressing force after losses from partial relaxation, from the elastic concrete strain and after rheological losses taking place till the moment of test.

Straty od częściowej relaksacji oszacowano zgodnie z normą PN-B-03264:2002 przyjmując

Losses due to partial relaxation were estimated according to the code PN-B-03264:2002, assuming

$$\Delta\sigma_{pir} = 4,5 \times 10^{-2} \times 0,42 \times 1488 = 28\text{MPa} \qquad (5.1)$$

$$\Delta\sigma_{pir} = 4,5 \times 10^{-2} \times 0,42 \times 1488 = 28\text{MPa} \qquad (5.1)$$

Straty od odkształcenia sprężystego betonu i straty reologiczne wyznaczono na podstawie pomierzonych odkształceń betonu. Wartości tych strat oraz naprężenia i siły w stali sprężającej podano w tabl. 5.8.

Losses due to elastic concrete strain and rheological losses were calculated on the ground of measured concrete strains. Values of these strains and stresses and forces in the prestressing steel are given in table 5.8.

Tablica 5.8. Straty siły sprężającej
Table 5.8. Losses of the prestressing force

belki beams	$\Delta\sigma_c$ MPa	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ MPa	σ_{pm1} MPa	$\sigma_{pm(t)}$ MPa	$P_{m1}\times 10^6$ N	$P_{mt}\times 10^6$ N
301, 302, 303	96	90	1364	1274	0,783	0,716
311, 312, 313	91	90	1369	1289	0,787	0,727

5.2.4. Cechy przekroju zespolonego

Charakterystyki geometryczne przekrojów oraz momenty rysujące dla strefy momentów dodatnich i ujemnych podano w tabl. 5.9. Moment rysujący dla strefy momentów dodatnich obliczono przyjmując siłę sprężającą P_{m2} .

5.2.4. Qualities of the composite cross-section

Geometric characteristics of the cross-sections and crack moments for the positive and negative moments zones are given in table 5.9. The crack moment for the positive moments zone were calculated assuming the prestressing force P_{m2} .

Tablica 5.9. Charakterystyki geometryczne przekrojów zespolonych
Table 5.9. Geometric characteristics of the composite cross-sections

belki	Momenty dodatnie / positive moments				Momenty ujemne / negative moments			
	$A_{cs}\times 10^3, mm^2$	$I_{cs}\times 10^6, mm^4$	$w_{cs}^d\times 10^6, mm^3$	M_{cr}, kNm	$A_{cs}\times 10^3, mm^2$	$I_{cs}\times 10^6, mm^4$	$w_{cs}^d\times 10^3, mm^3$	M_{cr}, kNm
301	110,3	1487	8,67	236,0	111,1	1393	7,45	36,1
302					114,4	1457	7,96	35,4
303					116,6	1504	8,36	31,8
311	99,0	1467	8,71	243,5				
312								
313								

5.3. Analiza wyników badań

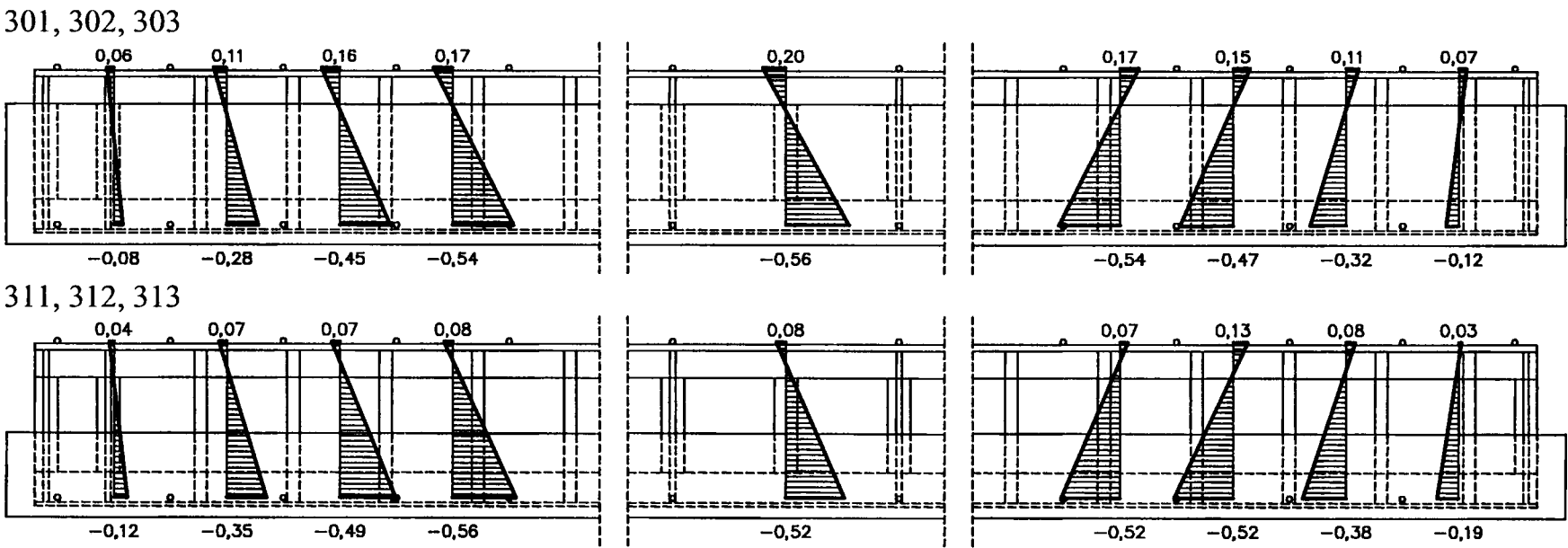
5.3. Analysis of test results

5.3.1. Strefa zakotwienia

5.3.1. Anchorage zone

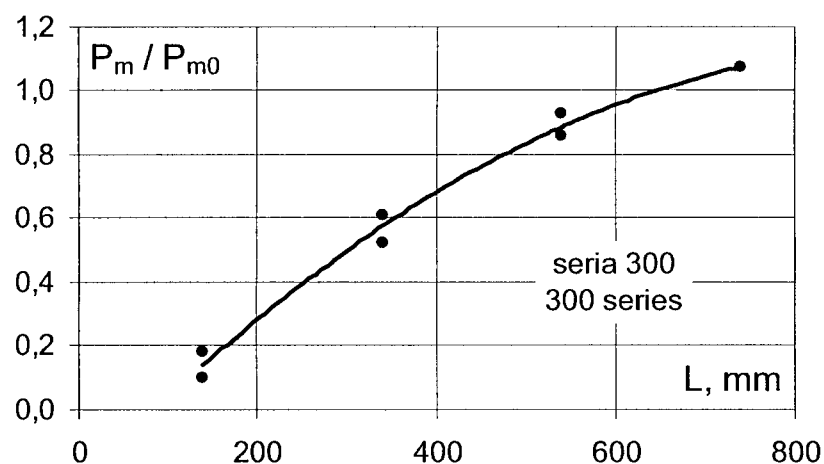
Przeprowadzone pomiary odkształceń, bezpośrednio po sprężeniu, na betonie na bocznej powierzchni w poziomie 20mm od dolnej krawędzi prefabrykatu i na górnej powierzchni kształtowników HEB wykazały, że pełne przekazanie siły sprężającej, zarówno przy wysokości przekroju betonowego 250, jak i 150mm, następuje w odległości około 0,60m od czoła elementu – porównaj wykresy odkształceń (rys. 5.14).

Carried out measurements of strains, directly after prestressing, on the side surface of concrete in the level of 20mm from the bottom edge of precast element and on the top surface of the HEB profiles have shown, that full transfer of prestressing force both at the 250mm height of the concrete cross-section and 150mm height, occurs in the distance about 0,60m from the element front side – compare strains diagrams (fig. 5.14).



Rys. 5.14. Odkształcenia spowodowane początkową siłą sprężającą
Fig. 5.14. Strains caused by the initial prestressing force

Jest to wynik zgodny z rezultatami uzyskanymi w serii I i II. Na rys. 5.15. przedstawiono rozkład siły sprężającej na odcinku zakotwienia, przy czym wartość siły P_m wyznaczono na podstawie wykresu odkształceń w poszczególnych przekrojach – rys. 5.14, zaś siła P_{m0} została wyznaczona na podstawie naprężeń w cięgnach sprężonych $P_{m0}=6 \times 93 \times (1488-28) + 2 \times 93 \times 215 = 855 \times 10^3 \text{ N}$.



Rys. 5.15. Strefa zakotwienia – siła sprężająca
Fig. 5.15. Anchorage zone – prestressing force

5.3.2. Zachowanie się elementów podczas obciążenia

Belka 301

Pierwsza rysa w strefie podpory środkowej pojawiła się przy sile 40kN, co odpowiada momentowi w osi podpory równemu 50,8kNm. Była to rysa prostopadła do osi elementu, o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Moment rysujący był zatem większy od obliczeniowego $M_{cr}=36,1\text{kNm}$ (porównaj tabl. 5.9). Maksymalna szerokość rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu w strefie podpory środkowej przy kolejnych obciążeniach wynosiła: przy sile 90kN – 0,01mm, przy sile 180kN – 0,20mm, przy sile 220kN – 0,30mm, przy sile 240kN – 0,70mm, przy sile 260kN – 1,20mm i przy sile 280kN – 2,00mm.

Przy sile 40kN, w strefie przypodporowej (lewa skrajna podpora) powstały charakterystyczne rysy na styku betonu i nadbetonu. Były to rysy w betonie prefabrykatu o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Takie same rysy w tej samej strefie powstały przy sile 190kN. Długość tych rys to zaledwie 30 – 40mm i należy zaznaczyć, że zarówno ich szerokość rozwarcia (poniżej 0,05mm), jak i długość aż do zniszczenia nie uległy zmianie.

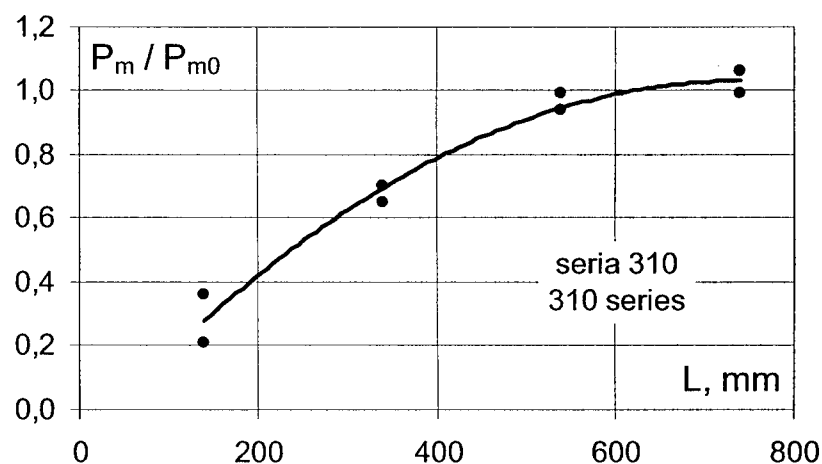
Rysy prostopadłe do osi elementu w strefie pod siłami skupionymi powstały przy sile 170kN, co odpowiada momentowi maksymalnemu 217kNm (obliczeniowy 236kNm). Były to rysy o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Ich maksymalne szerokości rozwarcia przy kolejnych obciążeniach wynosiły: przy sile 220kN – 0,10mm, przy sile 260kN – 0,20mm i przy sile 280kN – 0,40–0,60mm.

Typowe rysy na ścinanie powstały, jedynie w strefie podpory środkowej, przy sile 220kN, co odpowiada naprężeniom ścinającym

$$\tau = \frac{288 \times 10^3}{290 \times 0,9 \times 340} = 3,25 \text{ MPa} = 0,62 f_{ct}.$$

That is the result conformable to the results obtained in the series I and II. the distribution of the prestressing force on the anchorage section is presented in fig. 5.15, and by that, the value of the force P_m was evaluated based on the strain diagram in particular cross-section – fig. 5.14, while the force P_{m0} was estimated on the ground of stresses in prestressing tendons

$$P_{m0}=6 \times 93 \times (1488-28) + 2 \times 93 \times 215 = 855 \times 10^3 \text{ N}.$$



5.3.2. Behaviour of the elements during loading

Beam 301

First crack in the middle support zone appeared by the force of 40kN, that is corresponding with the moment in support axis equal 50,6kNm. That was the crack perpendicular to the axis of the width below 0,05mm. The crack moment was then bigger then calculated $M_{cr}=36,1\text{kNm}$ (compare table 5.9). The maximum width of the cracks perpendicular to the element axis in the middle support zone, at the next loadings was: by force 90kN – 0,01mm, by force 180kN – 0,20mm, by force 220kN – 0,30mm, by force 240kN – 0,70mm, by force 260kN – 1,20mm, and by force 280kN – 2,00mm.

There appeared characteristic cracks in the support zone (left edge support) in the contact area of the concrete and overconcrete at the force 40kN. Those were cracks in the concrete of prefabricated element and their width was below 0,05mm. The same cracks in the same zone occurred at the force 190kN. The length of these cracks was only 30 – 40mm and it should be noticed, that both their width (below 0,05mm) and length were not changed till failure.

The cracks perpendicular to the specimen axis under the concentrated forced arose at force by 1760kN, what corresponds with maximum moment 217kNm (calculated moment 236kNm). These were cracks of the width below 0,05mm. Their maximum width at the next loads amount to: by force 220 – 0,10mm, by force 260kN – 0,20mm, and by force 280kN – 0,40–0,60mm.

Typical shear cracks appeared only in zone of the middle support at force 170kN, what corresponds with the shear stresses

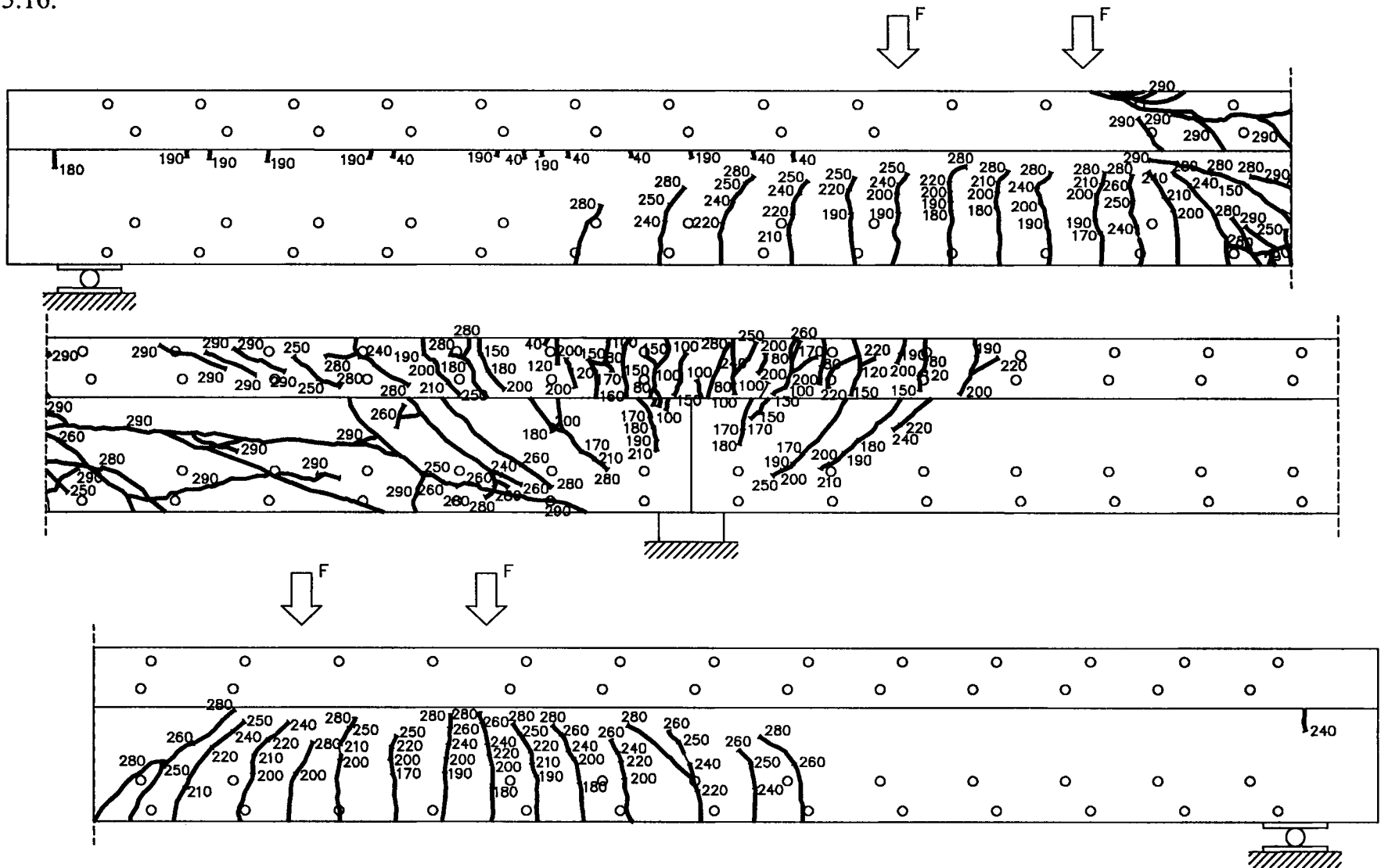
$$\tau = \frac{288 \times 10^3}{290 \times 0,9 \times 340} = 3,25 \text{ MPa}$$

Maksymalna szerokość rozwarcia rys ukośnych przy sile 220kN wynosiła 0,10mm, a przy kolejnych obciążeniach: przy sile 240kN – 0,15mm, przy sile 260kN – 0,15–0,40mm i przy sile 280kN – 0,20–0,70mm.

Zniszczenie belki nastąpiło gwałtownie przy sile 290kN na skutek zarysowania strefy zmiany znaku momentów zginających. Obraz zarysowania po zniszczeniu, w poszczególnych strefach, pokazano na rys. 5.16.

The maximum width of shear cracks by force 220kN was 0,10mm, by the next loadings: by force 240kN – 0,15mm, by force 260kN – 0,15–0,40mm, and by force 280kN – 0,20–0,70mm.

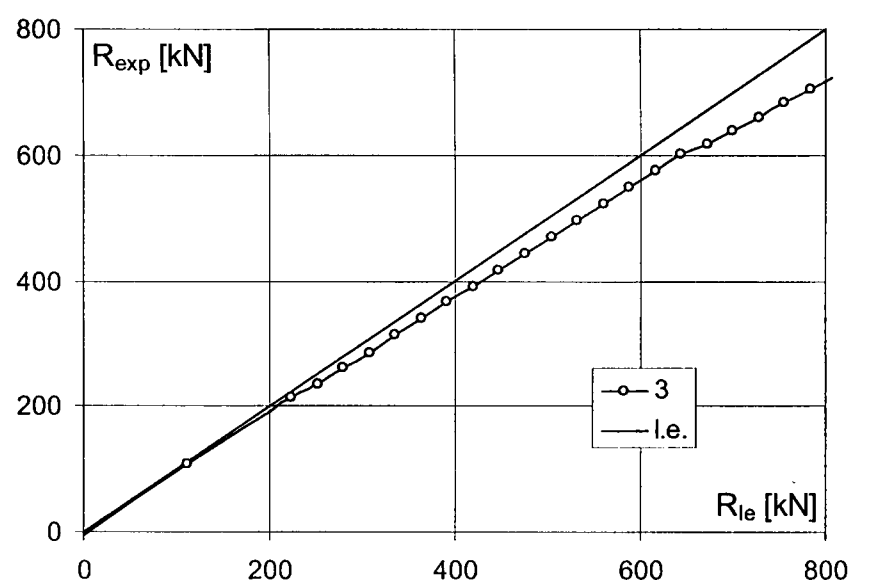
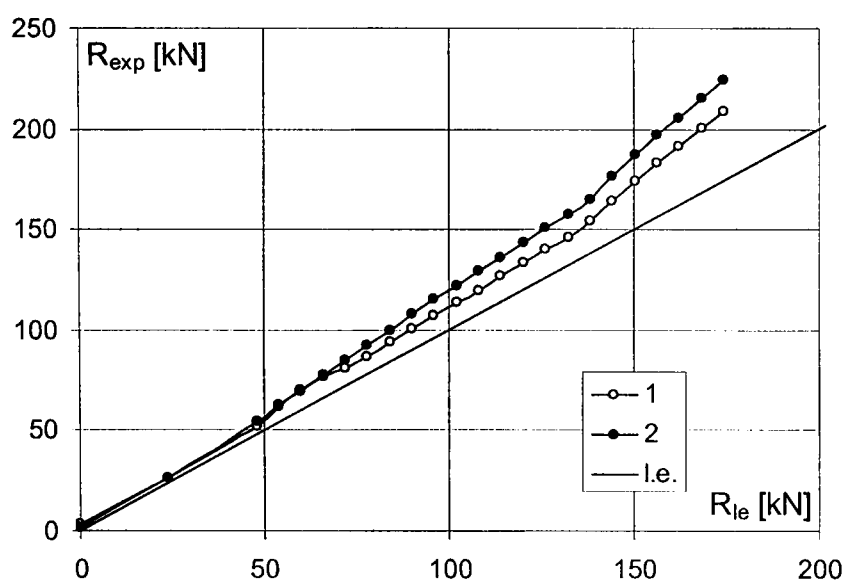
The damage of the beam occurred rapidly at the force 290kN due to cracking in the area of sign change of bending moments. The crack pattern after failure in particular zones is shown in fig. 5.16.



Rys. 5.16. Belka 301 – układ rys po zniszczeniu
Fig. 5.16. Beam 301 – crack pattern after failure

Zgodnie z oczekiwaniami redystrybucja sił rozpoczęła się po dość intensywnym zarysowaniu w strefie podpory środkowej, czyli od siły około 100kN. Szerokość rozwarcia rys w tej strefie przy tej sile to około 0,1mm. Wartości reakcji podporowych w odniesieniu do reakcji sprężystych pokazano na rys. 5.17.

According to the expectations, the forces redistribution began after intensive enough cracking in the middle support zone, that is to say from the force about 100kN. The crack width in this zone at this force is about 0,10mm. The support reactions value in relation to the elastic reactions is shown in fig. 5.17.

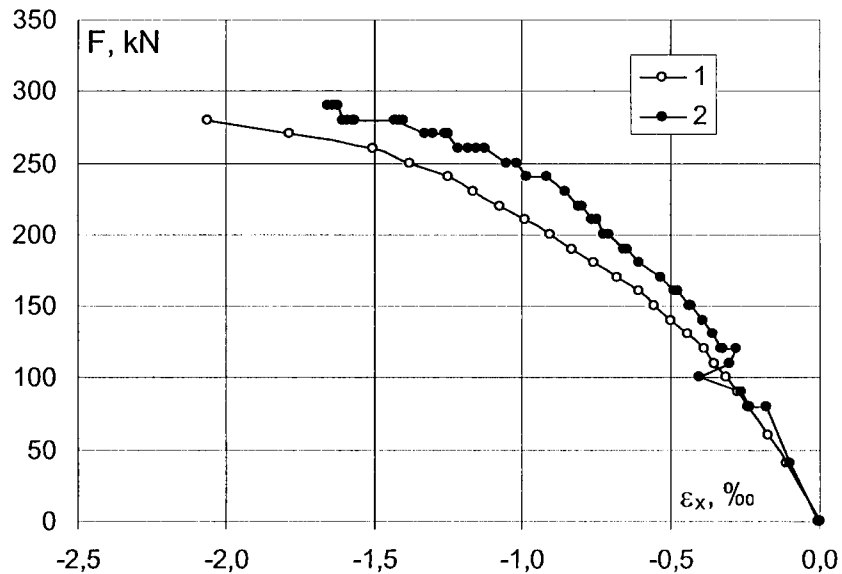


Rys. 5.17. Belka 301 – redystrybucja sił (1 – podpora lewa, 2 – podpora prawa, 3 – podpora środkowa)
Fig. 5.17. Beam 301 – forces redistribution (1 – left support, 2 – right support, 3 – central support)

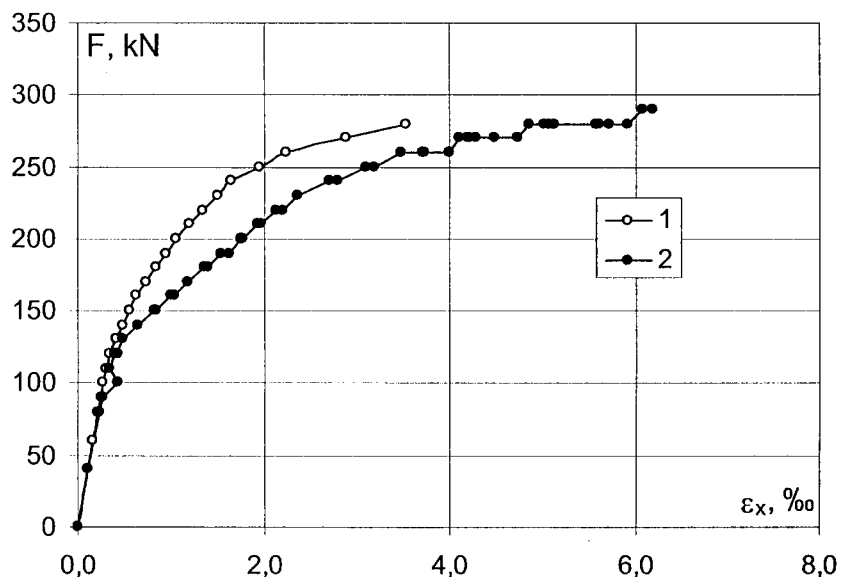
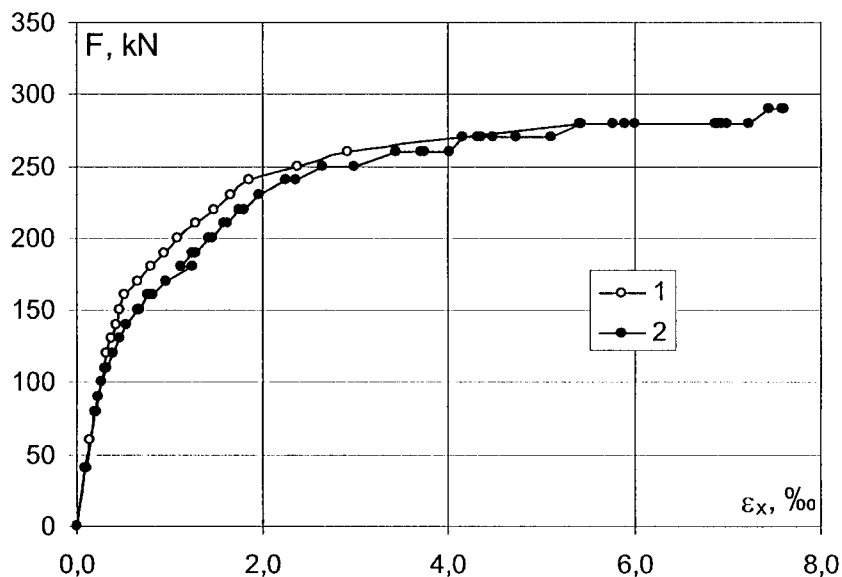
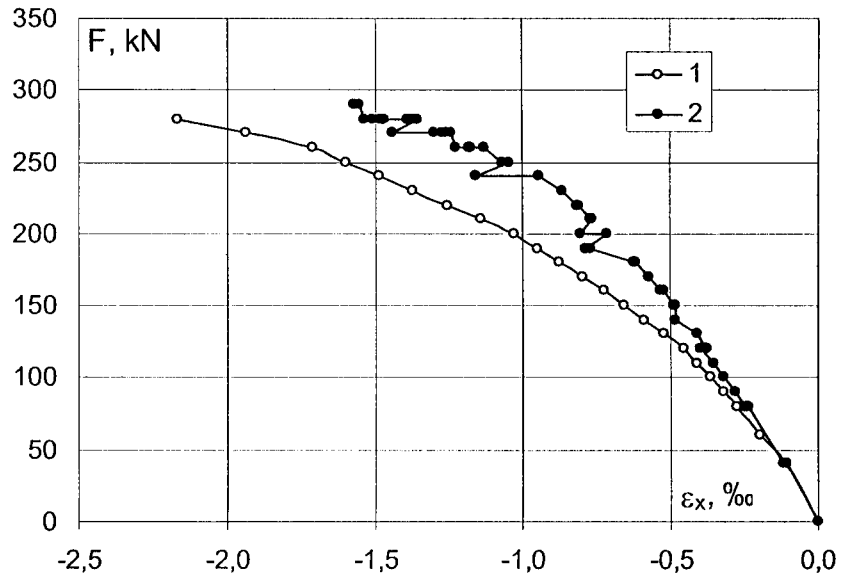
Moment podporowy przy zniszczeniu $F_u=290\text{kN}$ wynosił 265kNm , a więc był zdecydowanie większy od obliczeniowego $M_{Rd}=210\text{kNm}$. Moment przęsłowy przy zniszczeniu wynosił 400kNm . Do pełnej redystrybucji zatem nie doszło, bowiem obliczeniowa nośność przekroju przęsłowego wynosi 454kNm .

Odształcenia w strefach maksymalnych momentów dodatnich, wyznaczone z pomiarów tensometrem mechanicznym i indukcyjnymi, pokazano na rys. 5.18.

strona lewa / left side



strona prawa / right side



Rys. 5.18. Belka 301 – odkształcenia w strefach pod siłami skupionymi (1 – tensometr mechaniczny nasadowy, 2 – czujniki indukcyjne)

Fig. 5.18. Beam 301 – strains in the zones under concentrated forces (1 – mechanical basal tensometer, 2 – induction meters)

Maksymalne odkształcenia w tych strefach przy sile 290kN wynosiły: około $8,00\text{‰}$ w poziomie zbrojenia rozciąganego i około $2,00\text{‰}$ w strefie ściskanej.

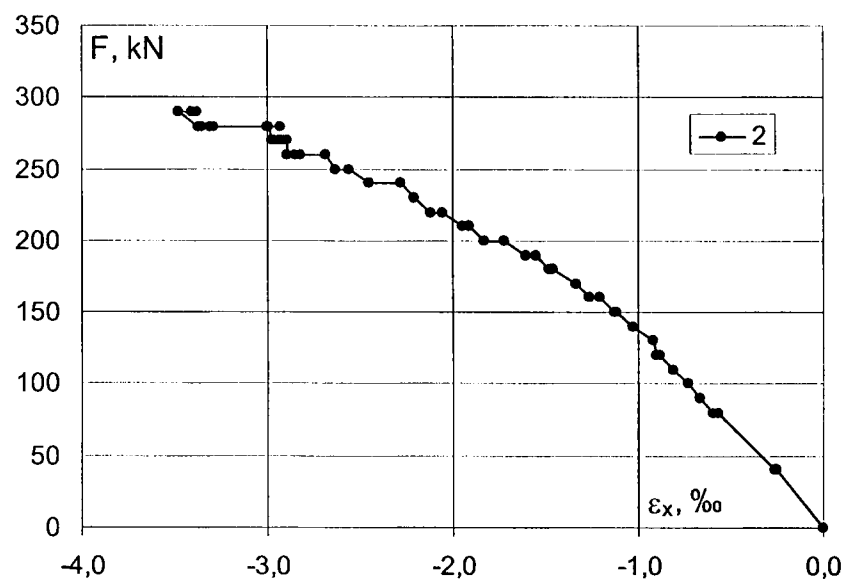
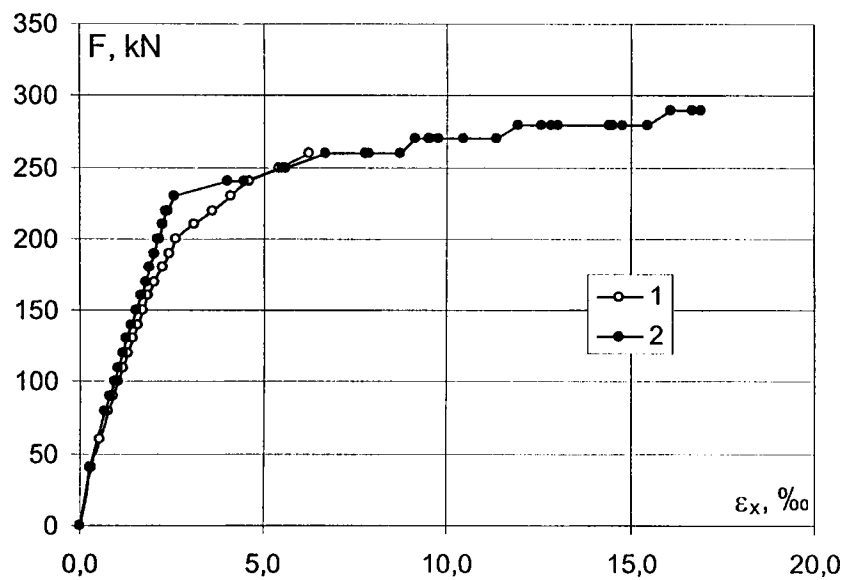
W strefie podpory środkowej średnie odkształcenie pomierzone tensometrem mechanicznym na odcinku 600mm (trzy bazy pomiarowe) przedstawiono na rys. 5.19. Na tym samym rysunku pokazano też odkształcenia pomierzone czujnikami indukcyjnymi na bazie 300mm .

The support moment by failure $F_u=290\text{kN}$ was equal 265kNm , so it was definitely greater than calculated moment $M_{Rd}=210\text{kNm}$. The span moment by failure was 400kNm . Therefore did not come to the full redistribution, because the calculated carrying capacity of the span cross-section was 454kNm .

Strains in the zones of maximum positive moments, estimated from the measurements made by means of mechanical and induction tensometers, are shown in fig. 5.18.

Maximum strains in these zones by force of 290kN were: about $8,00\text{‰}$ in the level of tensile reinforcement and about $2,00\text{‰}$ in the compression zone.

In the central support zone the average strains measured by means of mechanical tensometer on the 600mm section (three measuring basis) are shown in fig. 5.19. In the same figure are shown also strains measured by means of induction meters on the 300mm basis.

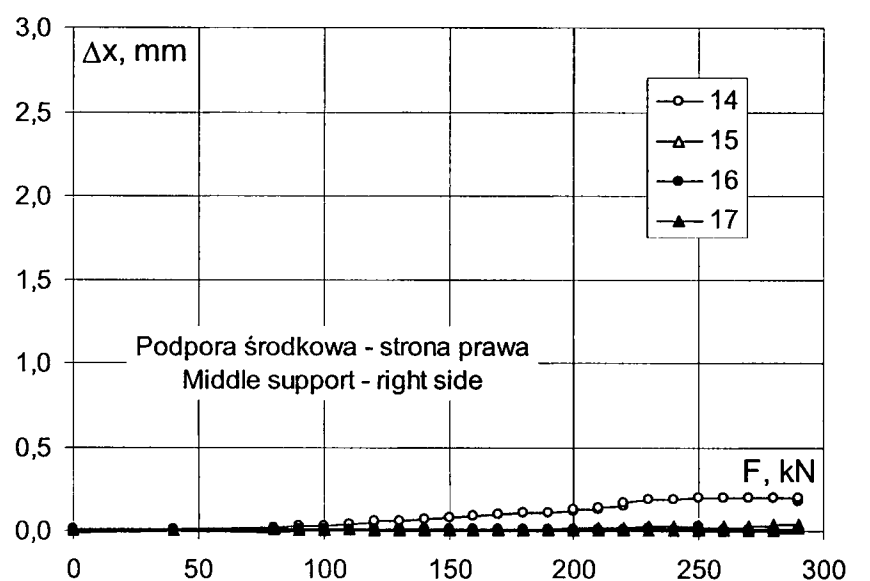
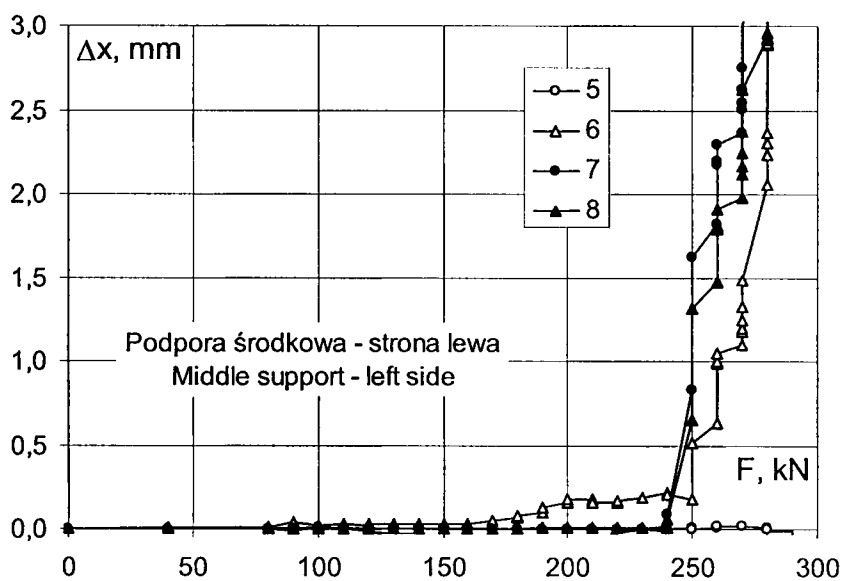
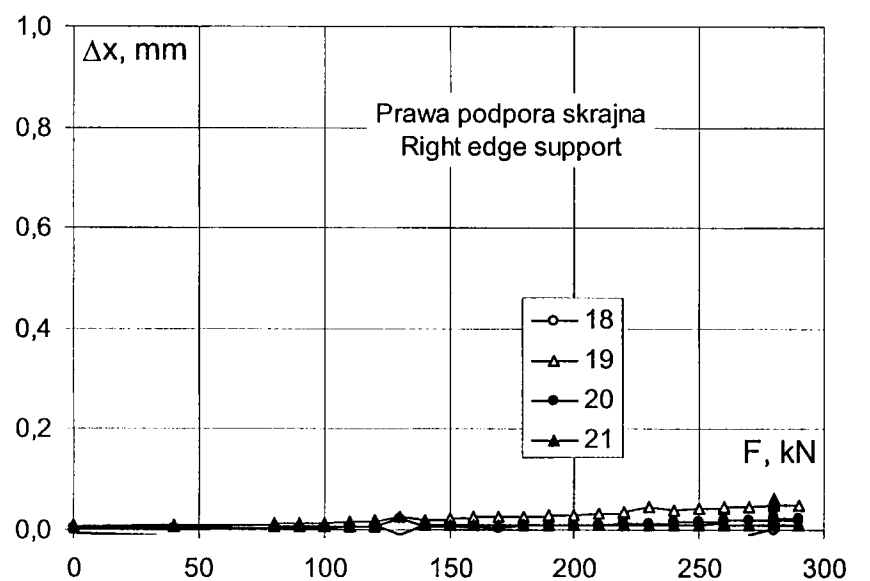
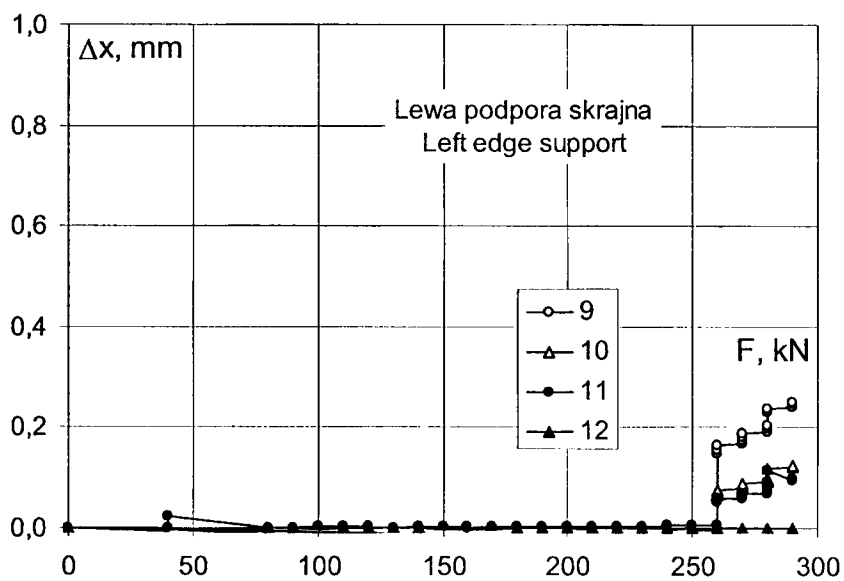


Rys. 5.19. Belka 301 – odkształcenia w strefie podpory środkowej (1 – tensometr nasadowy mechaniczny, 2 – czujniki indukcyjne)

Fig. 5.19. Beam 301 – strains in the central support zone (1 – mechanical basal tensometer, 2 – induction meters)

Z wykresów wynika, że stal prętowa nad podporą uległa uplastycznieniu już przy sile około 240kN. W momencie zniszczenia ($F_u=290\text{kN}$) odkształcenia w stali wynosiły około 17,00‰.

From the diagrams results, that bar steel over the support achieved yielding already at the force about 240kN. At the moment of failure ($F_u=290\text{kN}$) the steel strains were about 17,00‰.



Rys. 5.20. Belka 301 – wzajemne przemieszczenia betonu i nadbetonu

Fig. 5.20. Beam 301 – mutual displacements of concrete and overconcrete

Wzajemne przemieszczenia pomiędzy betonem a nadbetonem w strefie skrajnej lewej podpory wystąpiło przy sile 260kN, a więc tuż przed zniszczeniem i było to przemieszczenie zaledwie około 0,2mm – rys. 5.20. W strefie skrajnej podpory prawej beton i nadbeton, aż do zniszczenia, były w pełni zespolone. W strefie podpory środkowej wyraźne przemieszczenia wystąpiły przy sile 250kN ($\tau \approx 3,59 \text{ MPa} \approx 0,68 f_{ct,sp}$) po lewej stronie podpory. Po stronie prawej nie nastąpiło zerwanie przyczepności. Należy zauważyć, że zerwanie przyczepności po stronie lewej nie objęło odcinka tuż przy podporze. Zastosowane wzmocnienie za pomocą nagwintowanych prętów żebrowanych okazało się skuteczne.

Belka 302

Pierwsze rysy pojawiły się nad podporą środkową przy sile 60kN, co odpowiada momentowi w osi podpory równemu 70,6kNm, a więc zdecydowanie później niżby to wynikało z obliczeń ($M_{cr} = 35,4 \text{ kNm}$). Były to rysy prostopadłe do osi elementu o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Maksymalne szerokości rozwarcia tych rys wynosiły: przy sile 80kN – 0,10mm, przy sile 120kN – 0,15mm, przy sile 160kN – 0,20mm, przy sile 200kN – 0,25mm i przy sile 280kN – 0,40mm.

Przy sile 160kN w strefie przypodporowej podpór skrajnych powstały charakterystyczne rysy na styku betonu i nadbetonu. Były to rysy w betonie prefabrykatu, o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm, prostopadłe do osi podłużnej elementu. Ich długość to zaledwie 30 – 40mm. Zarówno ich szerokość rozwarcia, jak i długość aż do zniszczenia nie uległy zmianie.

Rysy prostopadłe do osi elementu w strefie pod siłami skupionymi powstały przy sile 180kN, co odpowiada momentowi maksymalnemu 222kNm. Moment obliczeniowy jest równy 236kNm. Były to rysy o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Ich maksymalna szerokość rozwarcia wynosiły: przy sile 220kN – 0,10mm, przy sile 260kN – 0,15–0,20mm i przy sile 280kN – 0,20–0,40mm.

Typowe rysy na ścinanie powstały jedynie w strefie podpory środkowej przy sile 220kN, co odpowiada naprężeniom ścinającym

$$\tau = \frac{294 \times 10^3}{290 \times 0,9 \times 340} = 3,3 \text{ MPa} = 0,63 f_{ct}.$$

Były to rysy o szerokości rozwarcia 0,08–0,10mm. Ich szerokości rozwarcia przy kolejnych obciążeniach wynosiły: przy sile 240kN – 0,10–0,20mm, przy sile 260kN – 0,40–0,80mm i przy sile 280kN – 1,00–2,00mm. Zniszczenie belki nastąpiło gwałtownie przy sile 300kN wskutek zarysowania strefy zmiany znaku momentów zginających. Obraz zarysowania po zniszczeniu w poszczególnych strefach pokazano na rys. 5.21.

Zgodnie z oczekiwaniami redystrybucja sił rozpoczęła się po zarysowaniu w strefie podpory środkowej, czyli od siły około 100kN (rys. 5.22). Szerokość rozwarcia rys w tej strefie wynosiła około 0,10mm (rys. 5.22).

Mutual displacement between concrete and overconcrete in the zone of edge left support took place at force of 260kN, so just before failure and it was the displacement only about 0,20mm – fig. 5.20. In the zone of edge right support, till failure, concrete and overconcrete were fully connected. In the middle support zone the distinct displacements occurred at the force of 250kN ($\tau \approx 3,59 \text{ MPa} \approx 0,68 f_{ct,sp}$) on the left side of the support. There did not appear the rupture of bond on the right side. It should be noticed, that the rupture of bond on the left side did not include the section near by the support. The apply of the strengthening by means of trodden ribbed bars was successful.

Beam 302

First cracks appeared over the middle support at the force of 60kN, what is corresponding with the moment in the axis of support equal 70,6kNm, so decidedly below that, what should results from calculation ($M_{cr} = 35,4 \text{ kNm}$). Those were cracks perpendicular to the element axis of the width below 0,05mm. maximum widths of these cracks were: at the force of 80kN – 0,10mm, at the force of 120kN – 0,15mm, at the force 160kN – 0,20mm, at the force of 200kN – 0,25mm and at the force of 280kN – 0,40mm.

At the force of 160kN appeared in the edge supports zone characteristic cracks in the contact of concrete and overconcrete. Those were cracks in the precast concrete, of the width below 0,05mm, perpendicular to the longitudinal axis of the element. Their length was only 30 – 40mm. Both their width and length till failure did not change.

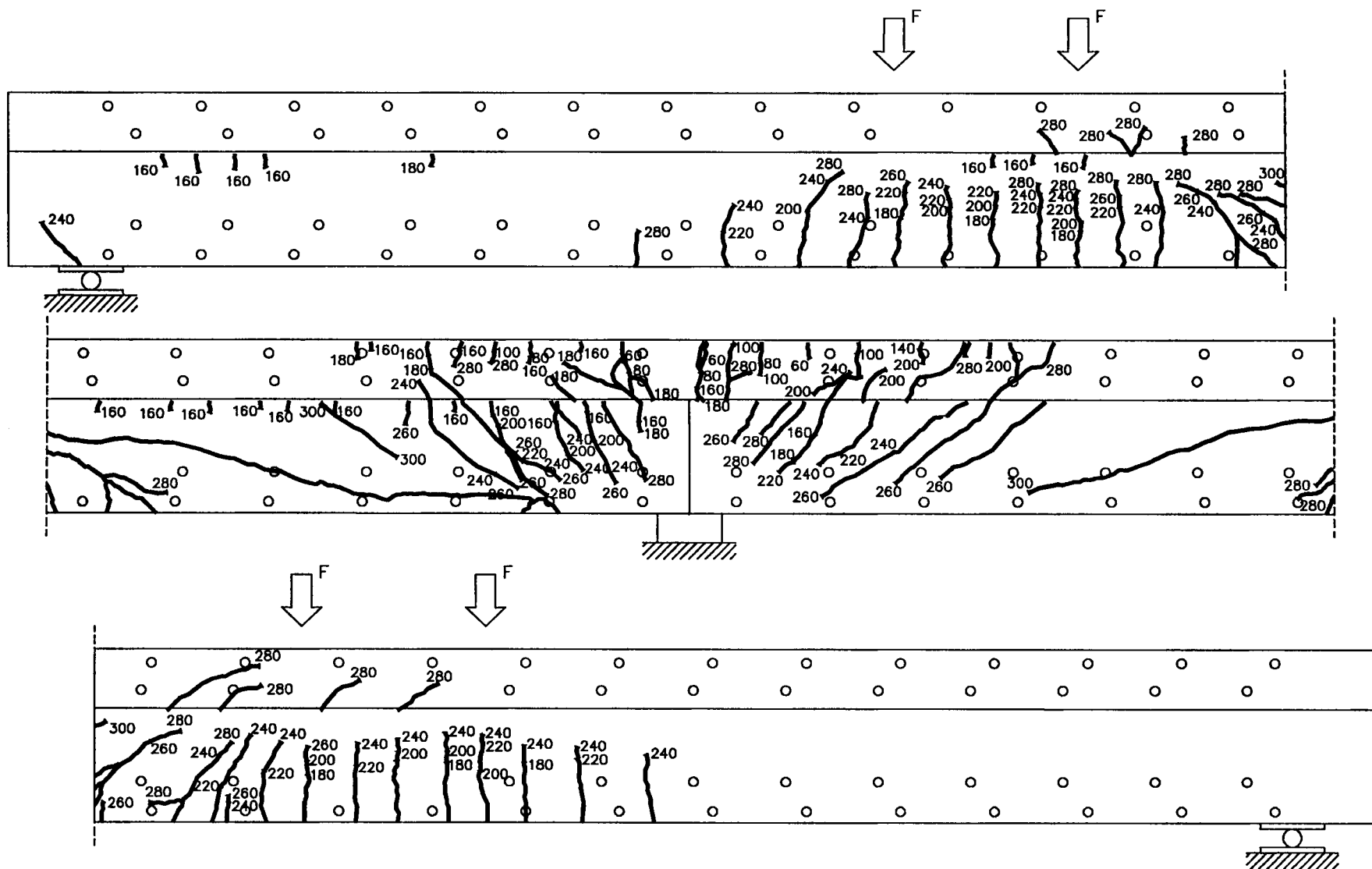
Cracks perpendicular to the axis of the element occurred in zone under concentrated loads at the force of 180kN, that is corresponding with the maximum moment of 222kN equals 236kNm. Design moment equals 236kNm. Those were cracks of the width below 0,05mm. Their maximum widths were: at the force of 220kN – 0,10mm, at the force ok 260kN – 0,15–0,20m and at the force of 280kN – 0,20–0,40mm.

Typical shear cracks were created only in the middle support zone at the force of 220kN, what corresponds with shear stresses of

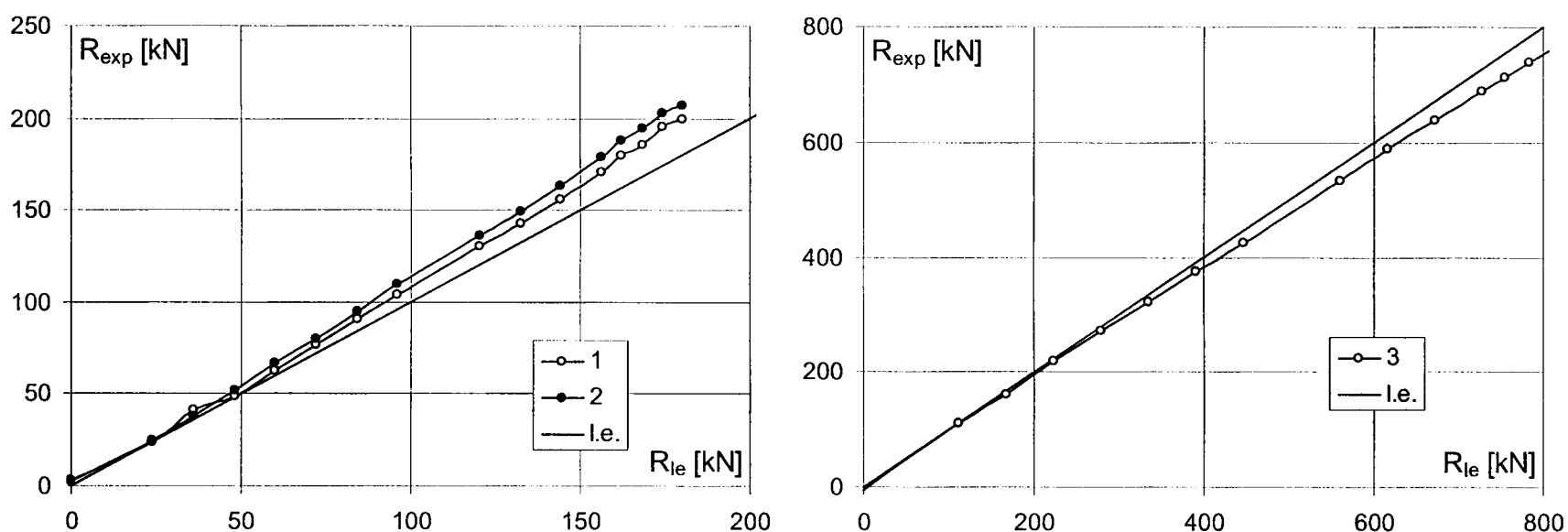
$$\tau = \frac{294 \times 10^3}{290 \times 0,9 \times 340} = 3,3 \text{ MPa} = 0,63 f_{ct}.$$

Those were cracks of width 0,08 – 0,10mm. Their widths at the succeeding loadings were: at the force of 240kN – 0,10–0,20mm, at the force of 260kN – 0,40–0,80mm and at the force of 280kN – 1,00–2,00mm. Failure of the beam took place rapidly at the force of 300kN due to cracking of the zone of the sign change of ending moments. the crack pattern after failure in the particular zones is shown in the fig. 5.21.

According to the expectation, the redistribution of forced began after cracking in the middle support zone, that means from the force of about 100kN (fig. 5.22). The crack width in this zone was about 0,10mm (fig. 5.22).



Rys. 5.21. Belka 302 – układ rys po zniszczeniu
Fig. 5.21. Beam 302 – crack pattern after failure



Rys. 5.22. Belka 302 – redystrybucja sił (1 – podpora lewa, 2 – podpora prawa, 3 – podpora środkowa)
Fig. 5.22. Beam 302 – forces redistribution (1 – left support, 2 – right support, 3 – central support)

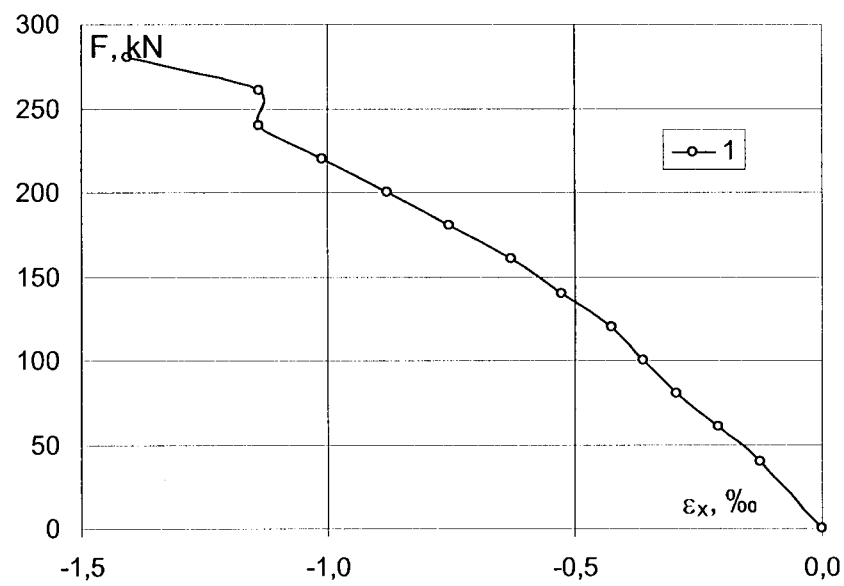
Moment podporowy przy zniszczeniu $F_u=300\text{kN}$ wynosił 356kNm , a więc był większy niż przewidywany obliczeniowo $M_{Rd}=349\text{kNm}$. Moment przęsłowy przy zniszczeniu wynosił $376,5\text{kNm}$, był więc zdecydowanie mniejszy niż nośność przekroju równa 454kNm . Tak więc do pełnej redystrybucji nie doszło. Odształcenia w strefie maksymalnych momentów dodatnich (pod siłami skupionymi) pokazano na rys. 5.23.

Maksymalne odkształcenia w tej strefie przy sile 280kN wynosiły około $5,00\text{‰}$ w poziomie zbrojenia rozciąganego i około $-1,30\text{‰}$ w strefie ściskanej.

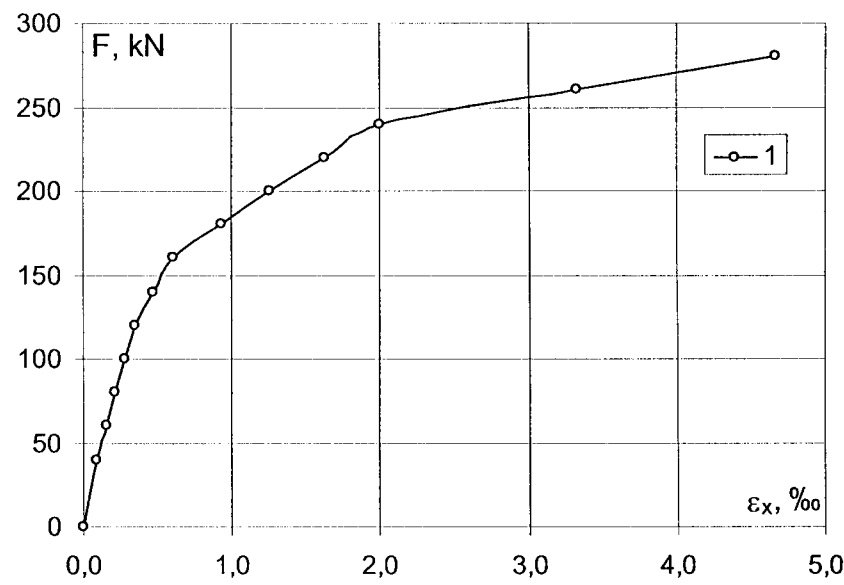
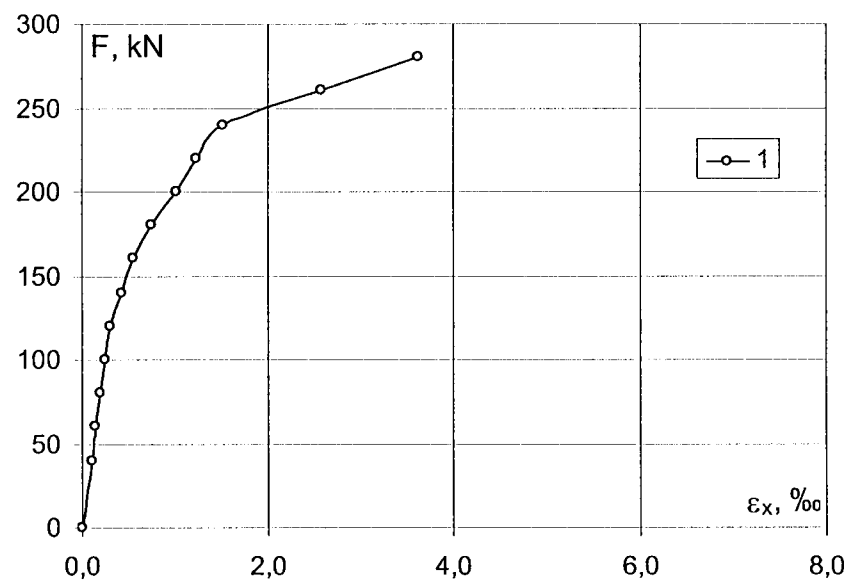
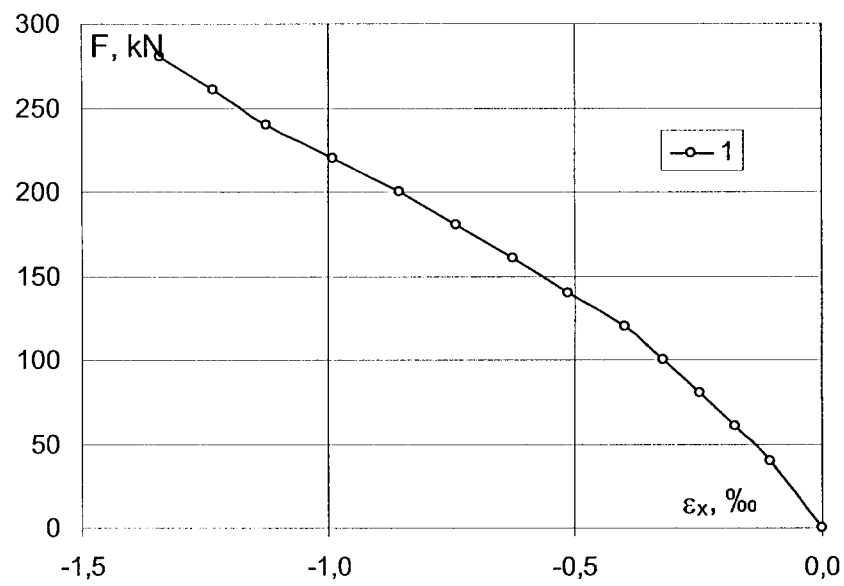
Support moment at failure $F_u=300\text{kN}$, figured out 356kNm , so it was greater than expected by calculations $M_{Rd}=349\text{kNm}$. Span moment at failure was $376,5\text{kNm}$, so it was decidedly smaller than the cross-section capacity equal 454kNm . Thus, it did not come to the full redistribution. Strains in the maximum positive moments zone (under concentrated forces) are shown in fig. 4.23.

Maximum strains in this zone at the force of 280kN figured out about $5,00\text{‰}$ in the level of tensile reinforcement and about $-1,30\text{‰}$ in compressive zone.

strona lewa / left side



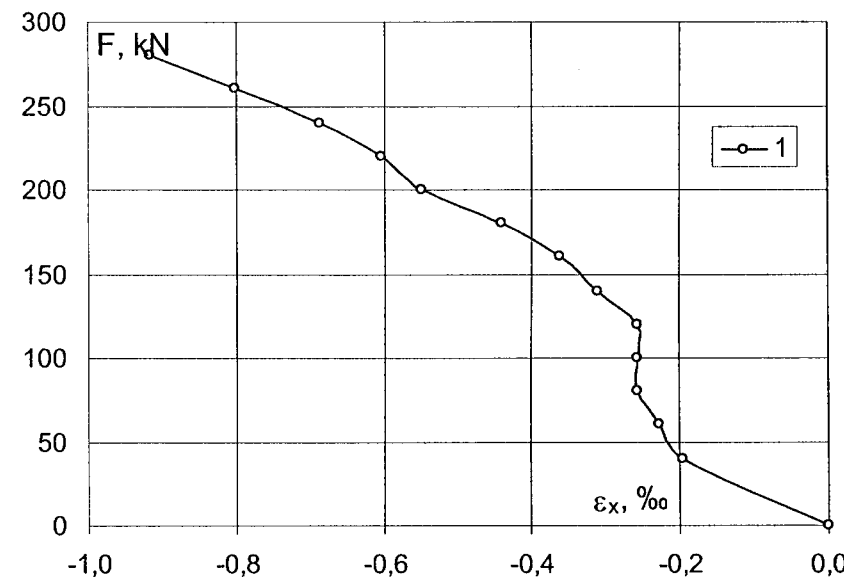
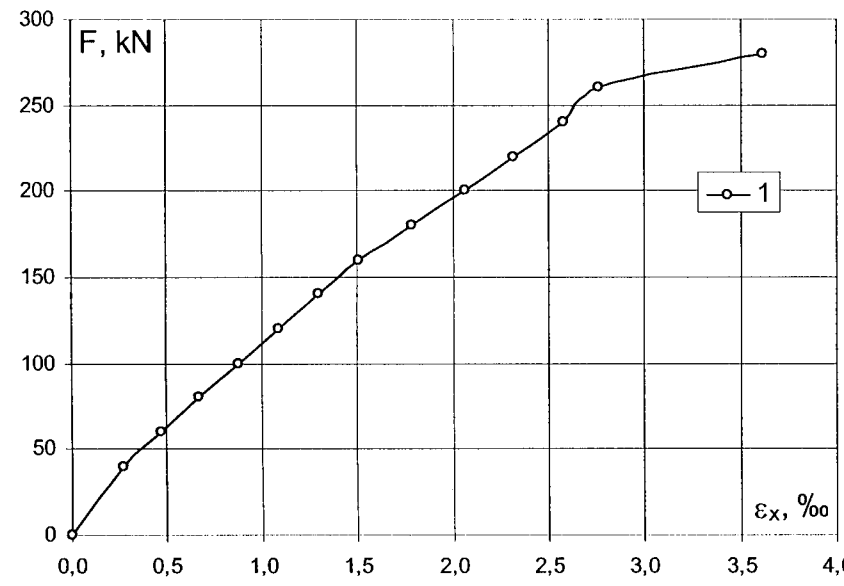
strona prawa / right side



Rys. 5.23. Belka 302 – odkształcenia pod siłami skupionymi (1 – tensometr mechaniczny nasadowy)
Fig. 5.23. Beam 302 – strains under concentrated forces (1 – mechanical basal tensometer)

W strefie podpory środkowej średnie odkształcenia pomierzone na odcinku 600mm (trzy bazy pomiarowe) przedstawiono na rys. 5.24.

Mean strains measured on the section of 600mm (three measuring bases) in the central support zone are shown in fig. 5.24.

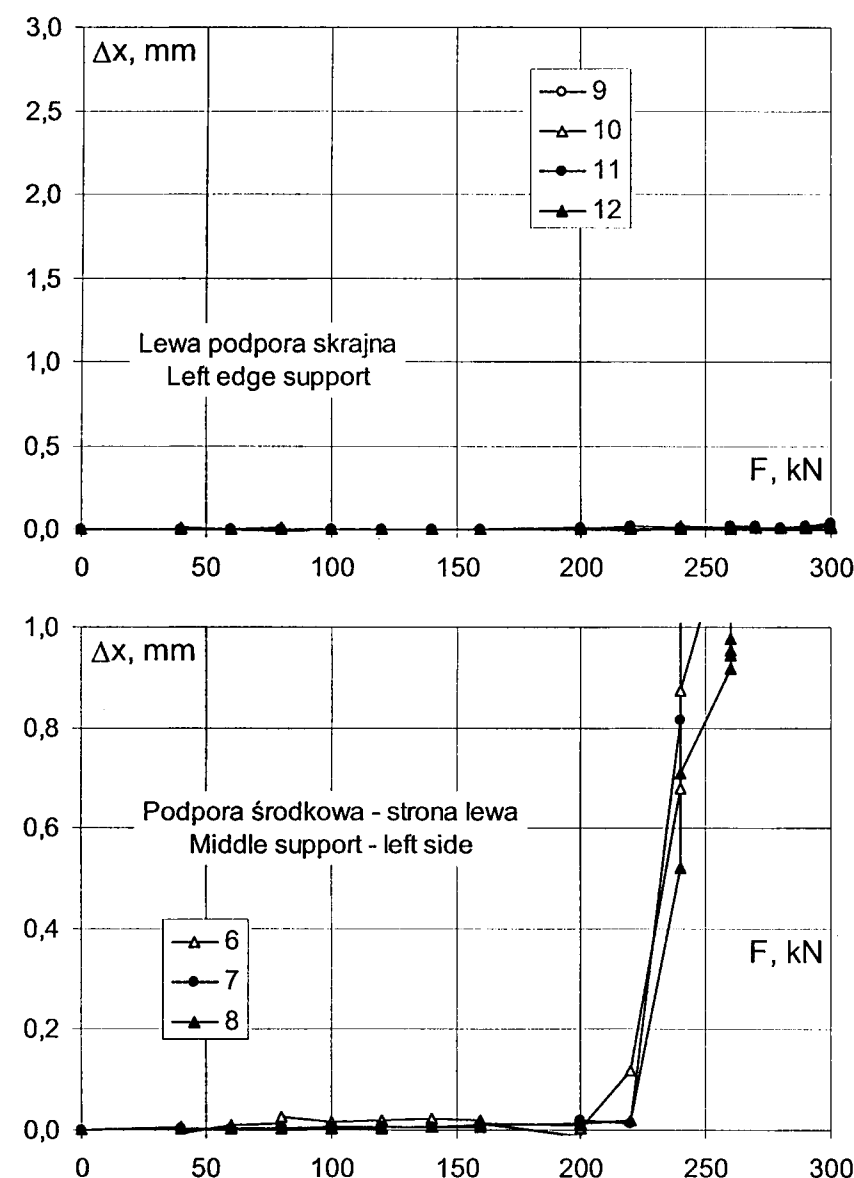


Rys. 5.24. Belka 302 – odkształcenia w strefie podpory środkowej (1 – tensometr nasadowy mechaniczny)
Fig. 5.24. Beam 302 – strains in the central support zone (1 – mechanical basal tensometer)

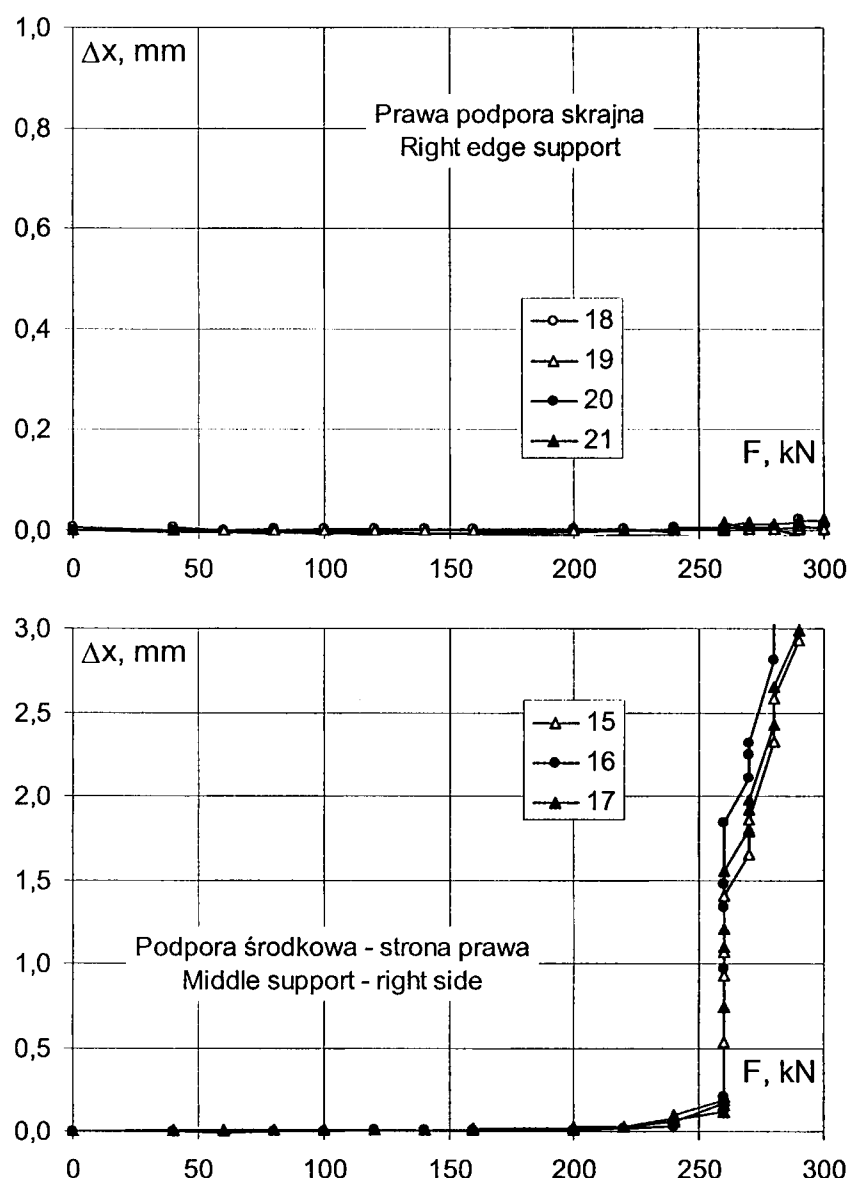
Przy sile 280kN, a więc przed zniszczeniem belki, średnie odkształcenia w poziomie zbrojenia rozciąganego wynosiły 3,00‰, a więc stal uległa uplastycznieniu, w strefie ściskanej odkształcenia wynosiły około -0,80‰.

Mean strains in the tensile reinforcement level at the force of 280kN, just before beam failure were equal 3,00‰, so steel was yielding, strains in the compressive zone were about -0,80‰.

W strefach przypodporowych skrajnych ani z lewej, ani z prawej strony nie doszło do wzajemnego przemieszczenia między betonem a nadbetonem – rys. 5.25. W strefie podpory środkowej z lewej strony do wzajemnego przemieszczenia doszło przy sile 220kN ($\tau=3,31\text{MPa}=0,74f_{ct,sp}$), zaś z prawej strony przy sile 260kN ($\tau=3,89\text{MPa}=0,87f_{ct,sp}$).



There did not come to the mutual displacement between concrete and overconcrete in the support zones both on the left and on the right side – fig. 5.25. It came to such a displacement in the central support zone on the left side, at the force of 220kN ($\tau=3,31\text{MPa}=0,74f_{ct,sp}$), but on the right side at the force of 260kN ($\tau=3,89\text{MPa}=0,87f_{ct,sp}$).



Rys. 5.25. Belka 302 – wzajemne przemieszczenia betonu i nadbetonu

Fig. 5.25. Beam 302 – mutual displacement between concrete and overconcrete

Belka 303

Pierwsza rysa w strefie podpory środkowej pojawiła się przy sile 80kN, co odpowiada momentowi w osi podpory równemu 115kNm. Jest to moment zdecydowanie większy od obliczeniowego równego 31,8kNm. Były to rysy prostopadłe do osi elementu o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Maksymalna szerokość rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu w strefie podpory środkowej przy kolejnych obciążeniach wynosiła: przy sile 120kN – 0,10mm, przy sile 240kN – 0,20mm i przy sile 300kN – 0,30mm.

Przy sile 100kN w strefach przypodporowych (lewa i prawa skrajna podpora) powstały charakterystyczne rysy na styku betonu i nadbetonu. Były to rysy w betonie prefabrykatu, o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Długość tych rys to około 30 – 40mm i aż do zniszczenia elementu rysy te nie uległy zmianie.

Rysy prostopadłe do osi elementu w strefie pod siłami powstały przy sile 170kN, co odpowiada momentowi maksymalnemu 213kNm (moment obliczeniowy 236kNm). Były to rysy o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm.

Beam 303

First crack in the central support zone appeared at the force of 80kN, what is corresponding with the moment in support axis equal 115kNm. It is moment much greater than design moment equal 31,8kNm. Those were cracks perpendicular to the axis of the element of the width below 0,05mm. Maximum widths of the cracks perpendicular to the element axis in the central support zone at the following loads were: at the force of 120kN – 0,10mm, at the force of 240kN – 0,20mm and at the force of 300kN – 0,30mm.

At the force of 100kN there were created characteristic cracks in the contact of concrete and overconcrete in the support zones (left and right edge support). Those were cracks in the precast element concrete of the width below 0,05mm. Length of these cracks was about 30 – 40mm and up to failure of the element these cracks did not change.

Cracks perpendicular to the element axis under forces arose at the force of 170kN, what corresponds with the maximum moment of 213kNm (design moment 236kNm). Those were cracks of the width below 0,05mm.

Ich szerokości rozwarcia przy kolejnych obciążeniach wynosiły: przy sile 260kN – 0,10mm, przy sile 280kN – 0,20mm i przy sile 300kN – 0,30mm.

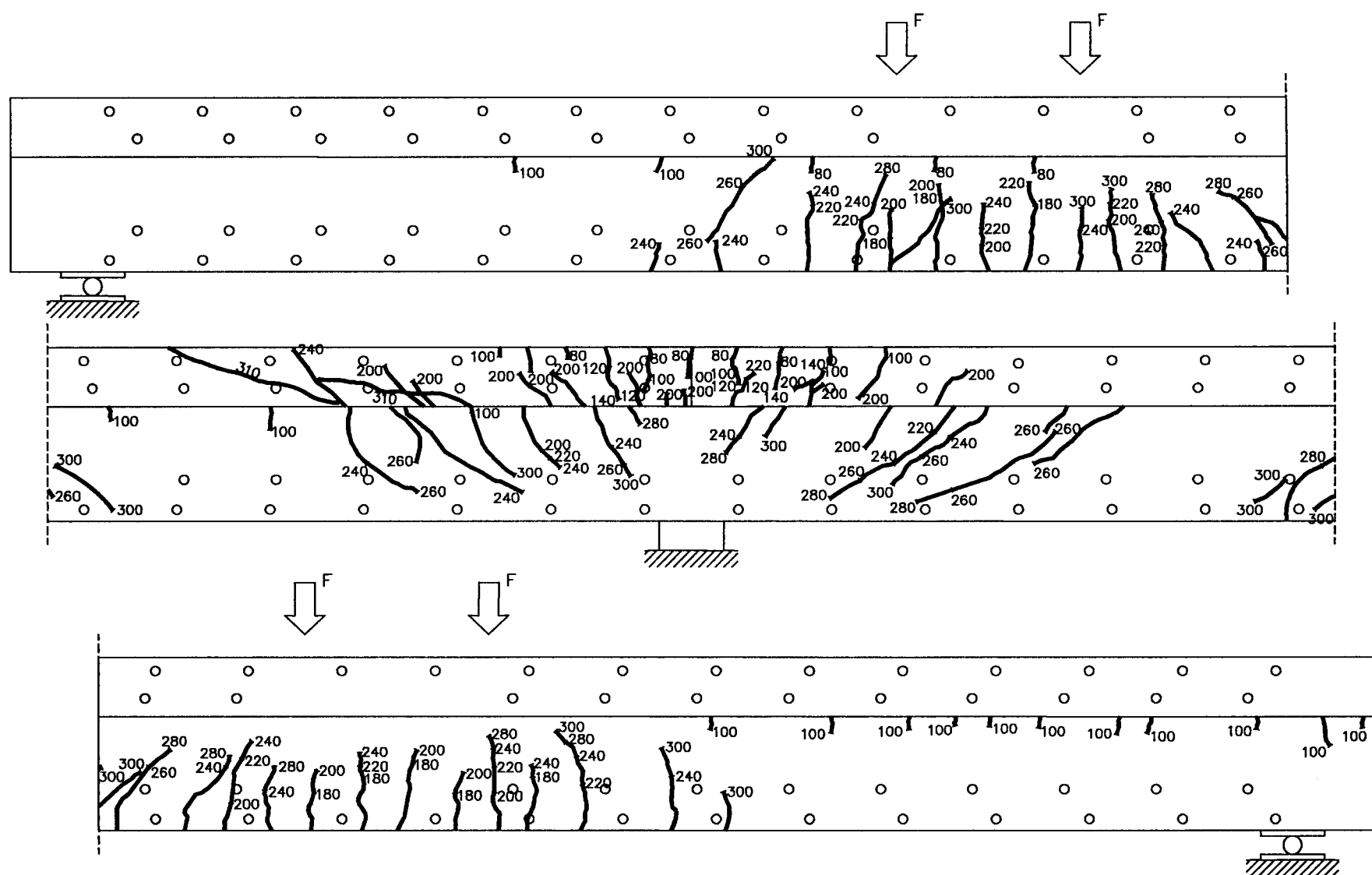
Typowe rysy na ścinanie powstały jedynie w strefie podpory środkowej przy sile 200kN z lewej strony i przy sile 220kN z prawej strony. Odpowiada to naprężeniom ścinającym odpowiednio $\tau=3,07\text{MPa}=0,59f_{ct}$ i $3,38\text{MPa}=0,65f_{ct}$. Maksymalna szerokość rozwarcia rys ukośnych przy sile 220kN wynosiła 0,10mm z lewej strony i 0,05mm z prawej strony, przy sile 240kN odpowiednio 0,15mm i 0,05mm, przy sile 280kN – 1,20mm i 0,50mm i przy sile 300kN – 1,50mm i 0,80mm.

Zniszczenie nastąpiło w sposób gwałtowny przy sile 310kN na ścinanie w strefie podpory środkowej. Obraz zarysowania po zniszczeniu, w poszczególnych strefach, pokazano na rys. 5.26.

Their widths at next loadings were: at the force of 260kN – 0,10mm, at the force of 280kN – 0,20mm and at the force of 300kN – 0,30mm.

Typical shear cracks appeared only in central support zone at the force of 200kN on the left side and at the force of 220kN on the right side. It corresponds with the shear stresses $\tau=3,07\text{MPa}=0,59f_{ct}$ and $3,38\text{MPa}=0,65f_{ct}$, respectively. Maximum width of diagonal cracks at the force of 220kN was 0,10mm on the left side and 0,05mm on the right side, at the force of 240kN – 0,15mm and 0,05mm respectively, at the force of 280kN – 1,20mm and 0,50mm respectively and at the force of 300kN – 1,50mm and 0,80mm.

Failure took place in rapid way at the force of 310kN due to shear in the middle support zone. Crack pattern after failure, in the particular zones, is shown in fig. 3.26.



Rys. 5.26. Belka 303 – układ rys po zniszczeniu

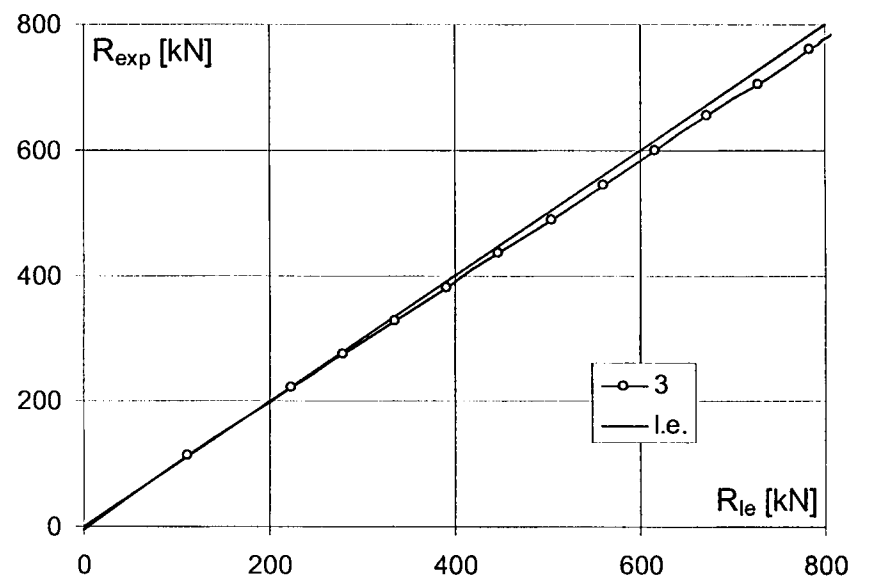
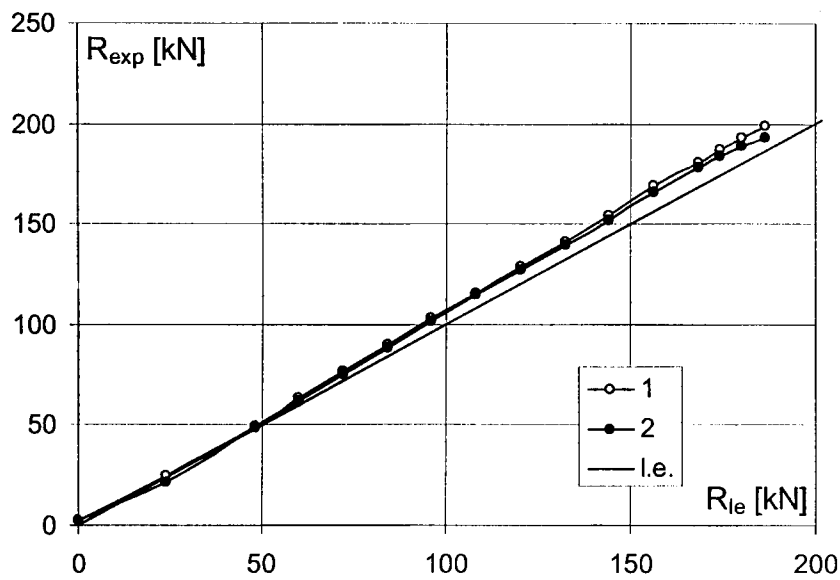
Fig. 5.26. Beam 303 – crack pattern after failure

Podobnie jak w poprzednich belkach, redystrybucja sił rozpoczęła się po przekroczeniu siły 100kN. Przy tej sile w strefie podpory środkowej było intensywne zarysowanie, lecz szerokość rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu nie przekraczała 0,05mm. Wartości reakcji podporowych w odniesieniu do sprężystych pokazano na rys. 5.27.

Moment podporowy przy zniszczeniu $F_u=310\text{kN}$ wynosił 425,2kNm, a więc był mniejszy niż obliczeniowy $M_{Rd}=452\text{kNm}$. Moment przęsłowy równy 367,4kNm także był mniejszy od obliczeniowego równego 454kNm. Do pełnej redystrybucji zatem było daleko. Obliczeniowa nośność belki była równa $F_u=368\text{kN}$.

Like in the case of previous beams, redistribution of forces began after the load of 100kN was exceeded. At this force the intensive cracking took place in the central support zone, but width of the cracks perpendicular to the axis of the element did not exceed 0,05mm. The values of support reactions with reference to elastic ones are shown in fig. 5.27.

The support moment at failure $F_u=310\text{kN}$ was 425,2kNm, so it was smaller than design moment $M_{Rd}=452\text{kNm}$. The span moment equal 367,4kNm was also smaller than design moment of 454kNm. Till full redistribution was then rather far. Calculated beam capacity was equal $F_u=368\text{kN}$.



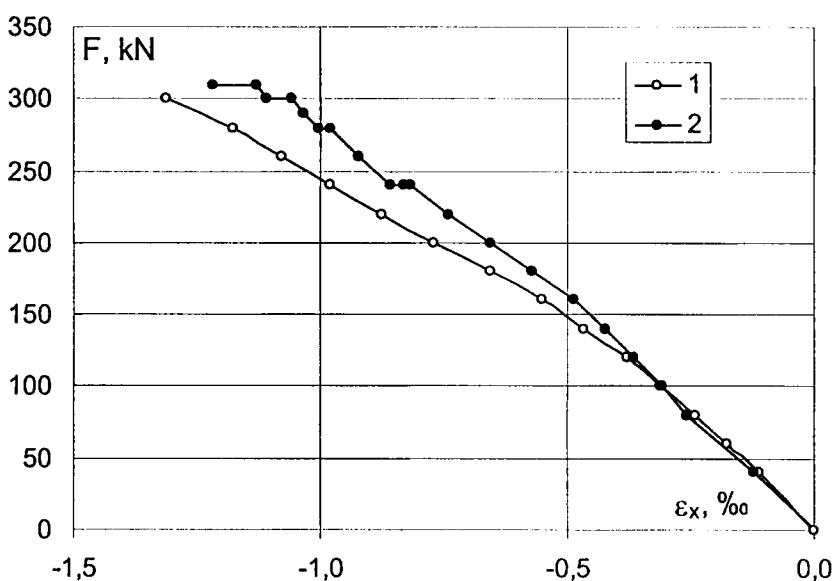
Rys. 5.27. Belka 303 – redystrybucja sił (1 – podpora lewa, 2 – podpora prawa, 3 – podpora środkowa)

Fig. 5.27. Beam 303 – forces redistribution (1 – left support, 2 – right support, 3 – central support)

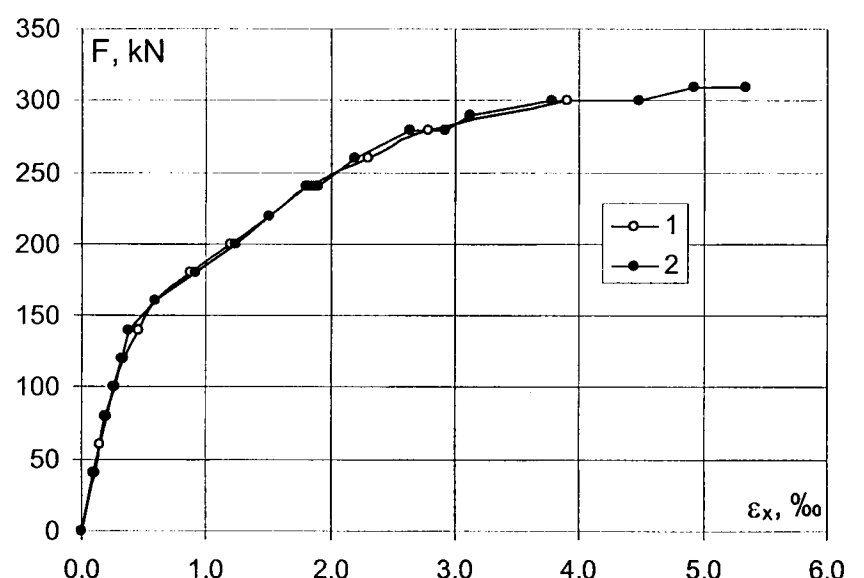
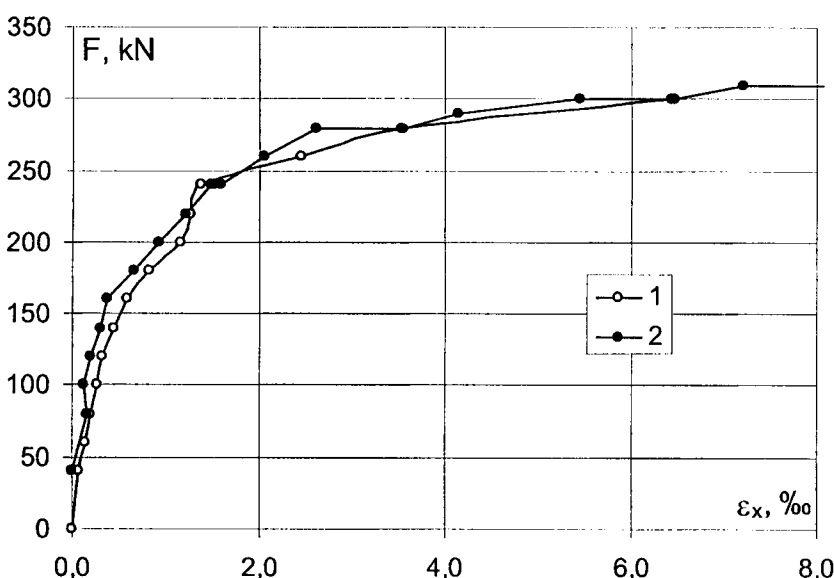
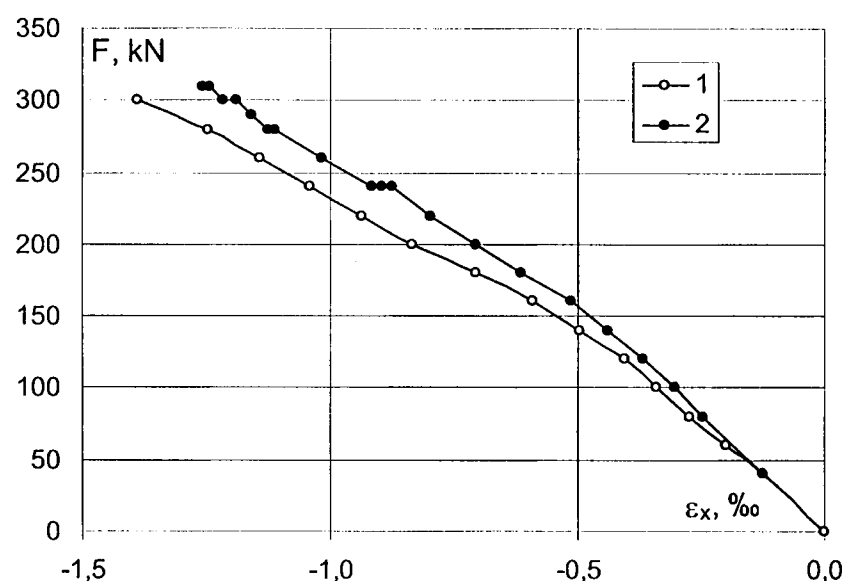
Odształcenia w strefach maksymalnych momentów dodatnich, wyznaczone z pomiarów tensometrami mechanicznymi i indukcyjnymi, pokazano na rys. 5.28. Maksymalne odkształcenia w tych strefach przy zniszczeniu ($F_u=310$ kN) wynosiły około 8,0‰ w poziomie zbrojenia rozciąganego i około 1,4‰ w strefie ściskanej. W strefie podpory środkowej średnie odkształcenia przy zniszczeniu wynosiły: około 8,0‰ w strefie rozciąganej i tyle samo w strefie ściskanej – rys. 5.29.

Strains in the maximum moments zones, estimated by measure with mechanical and induction meters, are shown in fig. 5.28. Maximum strains in these zones at failure ($F_u=310$ kN) figured out about 8,0‰ in the level of tensile reinforcement and about 1,4‰ in the compressive zone. The mean strains at failure in the central support zone were: about 3,0‰ in the tension zone and the same in the compressive zone – fig. 5.29.

strona lewa / left side

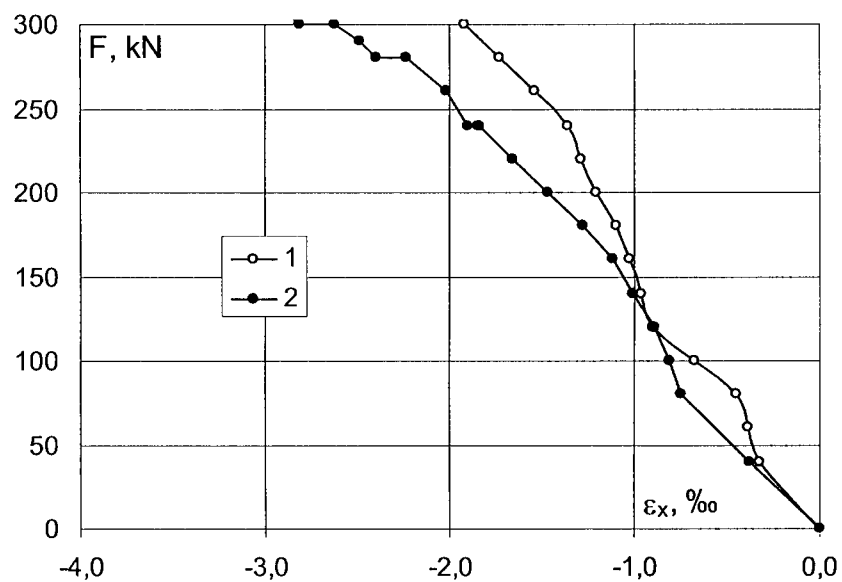
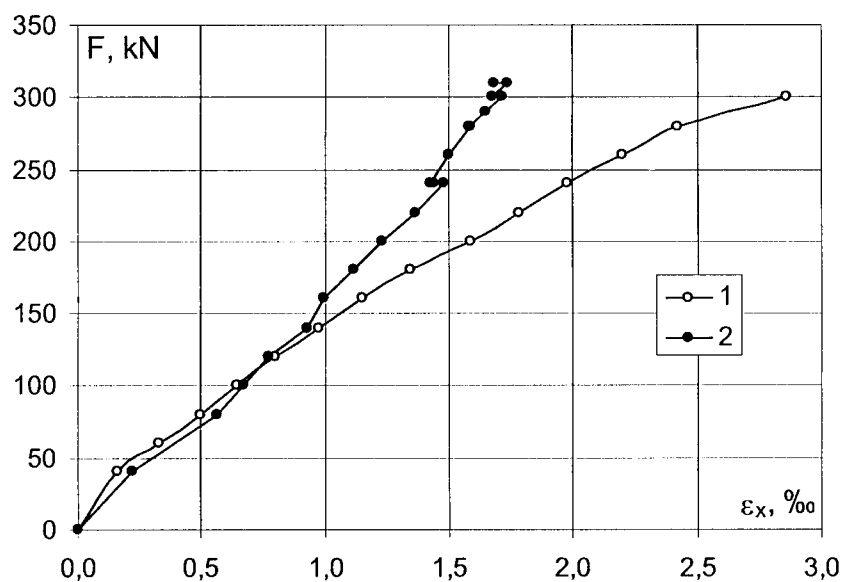


strona prawa / right side



Rys. 5.28. Belka 303 – odkształcenia w strefach pod siłami skupionymi (1 – tensometr mechaniczny nasadowy, 2 – czujniki indukcyjne)

Fig. 5.28. Beam 303 – strains in the zones under concentrated forces (1 – mechanical basal tensometer, 2 – induction meters)

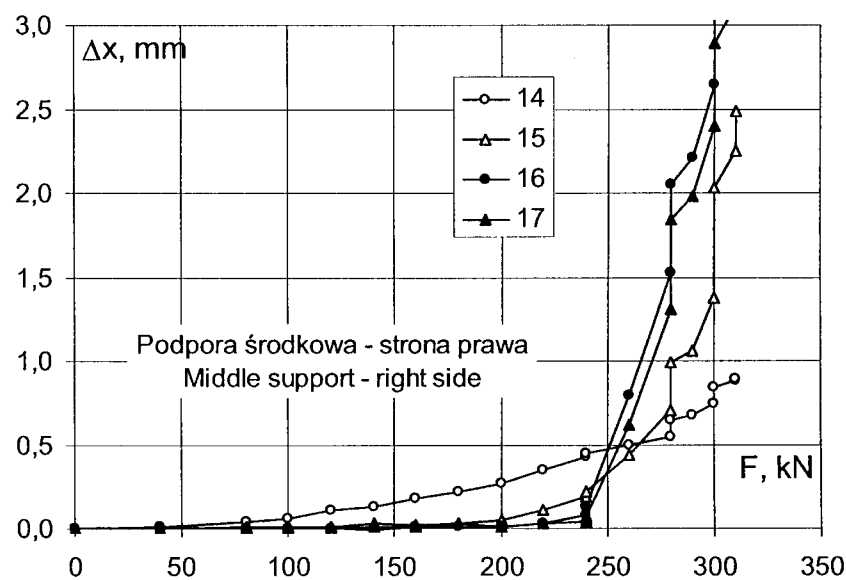
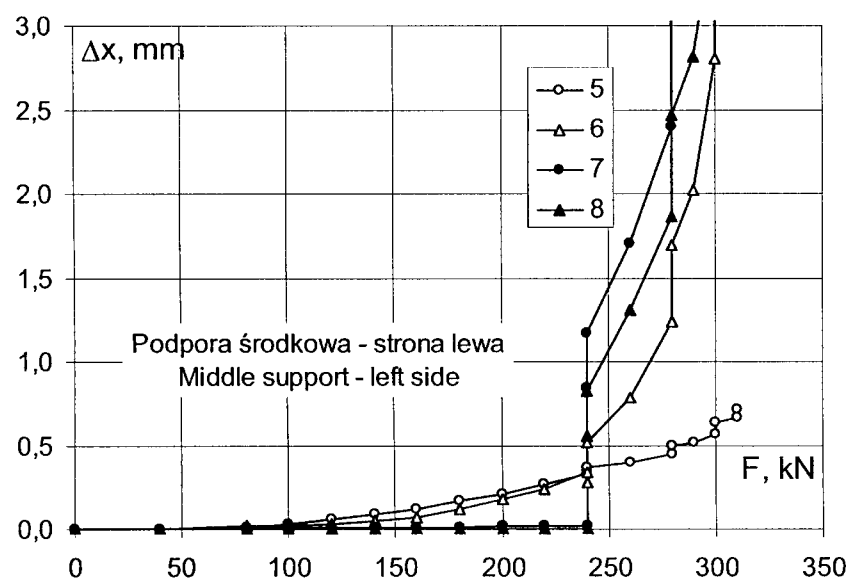
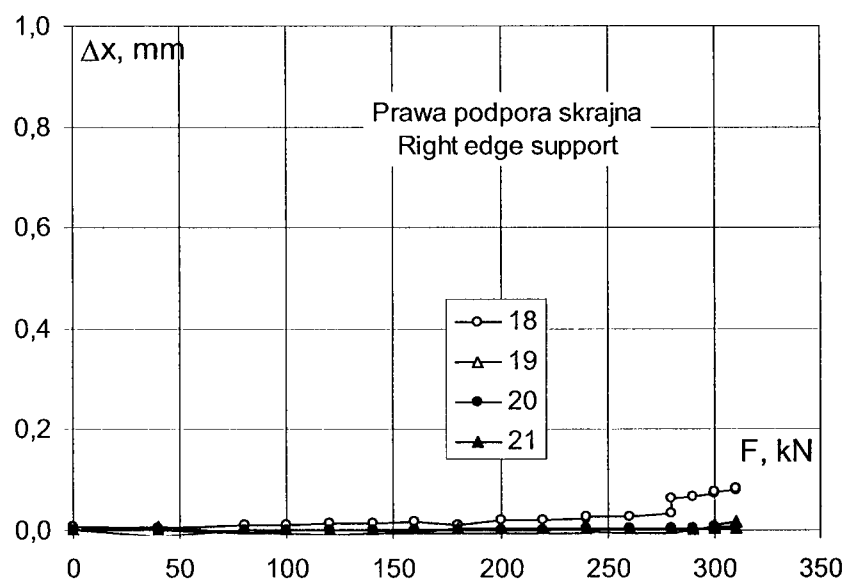
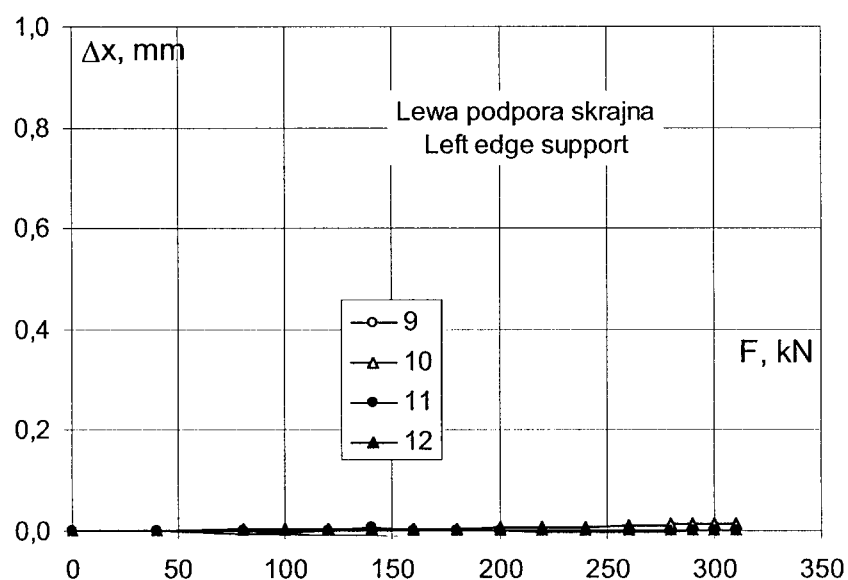


Rys. 5.29. Belka 303 – odkształcenia w strefie podpory środkowej (1 – tensometr nasadowy mechaniczny, 2 – czujniki indukcyjne)

Fig. 5.29. Beam 303 – strains in the central support zone (1 – mechanical basal tensometer, 2 – induction meters)

Do wzajemnego przemieszczenia pomiędzy betonem a nadbetonem w strefach przypodporowych przy podporach skrajnych, nie doszło. W strefach przypodporowych przy podporze środkowej wzajemne przemieszczenie wystąpiło przy sile 240kN – rys. 5.30.

It did not come to the mutual displacement between concrete and overconcrete in the support regions, near edge supports. Such a mutual displacement occurred in the support zones close to the central support at the force of 240kN – fig. 5.30.



Rys. 5.30. Belka 303 – wzajemne przemieszczenia betonu i nadbetonu

Fig. 5.30. Beam 303 – mutual displacement concrete and overconcrete

Z lewej strony podpory wzajemne przemieszczenie wystąpiło gwałtownie na całym odcinku pomiędzy punktami 6, 7 i 8, oprócz odcinka nad samą podporą, wzmocnionego prętami gwintowanymi.

On the left side of support, the mutual displacement occurred rapidly on the whole section between 6, 7, and 8 points, except the section over the support, that was strengthened by means of trodden bars.

Z prawej strony wzajemne przemieszczenie występowało stopniowo: w pierwszej kolejności na odcinku o długości około 500mm oddalonym od podpory o około 800mm (punkty 16, 17), później – przy sile 280kN – zaobserwowano znaczące przemieszczenia na odcinku usytuowanym bliżej podpory (punkty 14, 15). Zerwanie przyczepności zostało więc zapoczątkowane przy naprężeniach $\tau=3,68\text{MPa}=0,70f_{ct,sp}$.

Belka 311

Pierwsze rysy w strefie podpory środkowej pojawiły się przy sile 60kN, co odpowiada momentowi w osi podpory równemu 105,3kNm. Jest to moment zdecydowanie większy od obliczeniowego równego 35,0kNm. Były to rysy prostopadłe do osi elementu o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Maksymalne szerokości rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu w strefie podpory środkowej przy kolejnych obciążeniach wynosiły: przy sile 80kN – 0,15mm, przy sile 120kN – 0,20mm, przy sile 150kN – 0,25mm, przy sile 180kN – 0,30mm, przy sile 200kN – 0,40mm i przy sile 240kN – 0,50mm.

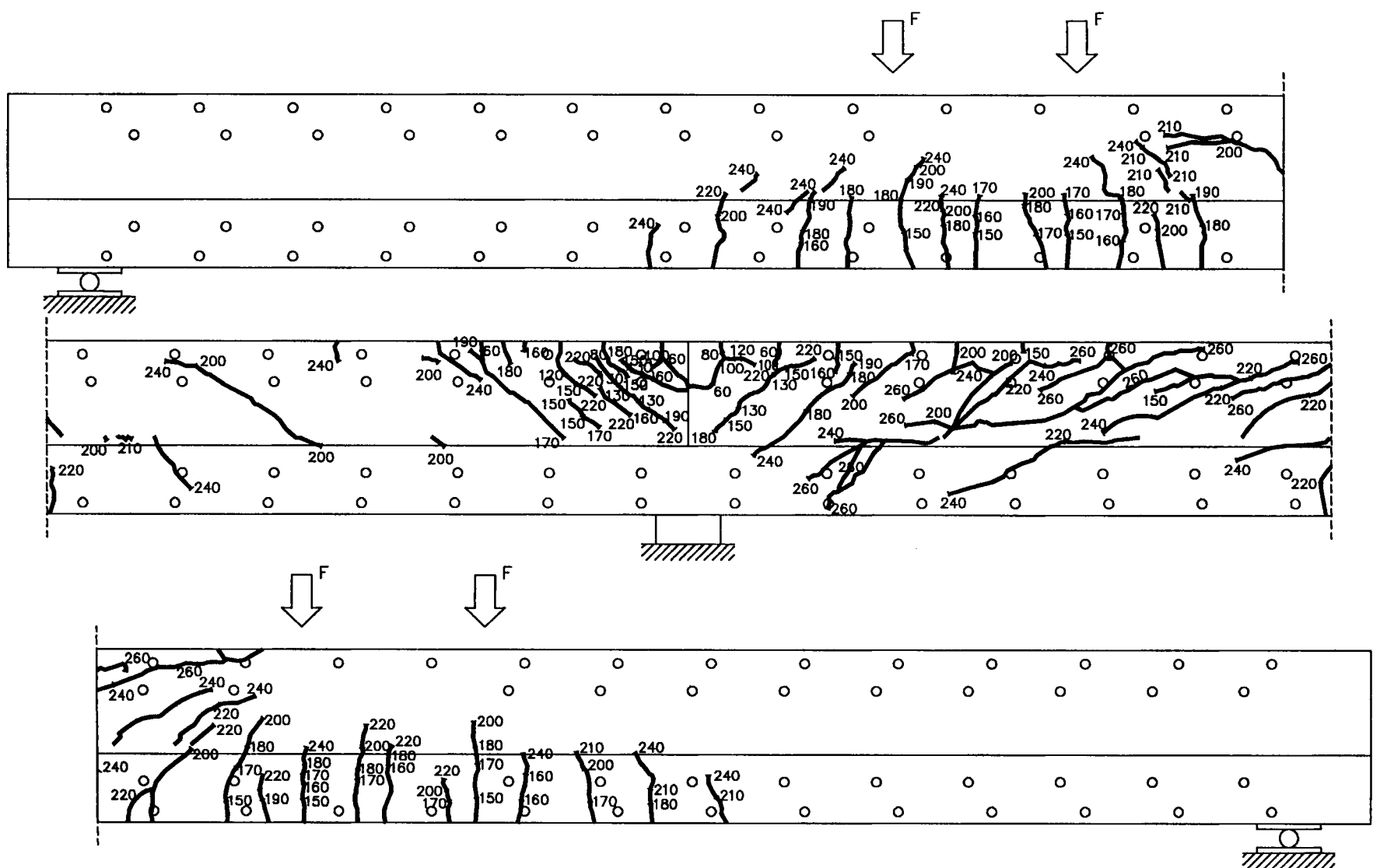
Rysy prostopadłe do osi elementu w strefie pod siłami powstały przy sile 150kN, co odpowiada momentowi maksymalnemu 212kNm (moment obliczeniowy 243,5kNm). Były to rysy o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm i ich szerokości rozwarcia przy kolejnych obciążeniach wynosiły: przy sile 180kN – 0,10mm, przy sile 220kN – nadal 0,10mm i przy sile 240kN – 0,15mm.

On the right side the mutual displacement took place gradually: first in the section of about 500mm length distant from the support of about 800mm (points 16, 17), later – at the force of 280kN – there was observed significant displacement on the section situated closer to the support (points 14, 15). Break of the bond was therefore began at the stresses of $\tau=3,68\text{MPa}=0,70f_{ct,sp}$.

Beam 311

First cracks in the central support zone appeared at the force of 60kN, what corresponds with the moment in the support axis equal 105,3kNm. It is moment decidedly greater than calculated one, equal 35,0kNm. Those were cracks perpendicular to the element axis of the width below 0,05mm. Maximum width of the cracks perpendicular to the element axis in the central support zone at following loads figured out: at the force of 80kN – 0,15mm, at the force of 120kN – 0,20mm, at the force of 150kN – 0,25mm, at the force of 180kN – 0,30mm, at the force of 200kN – 0,40mm and at the force of 240kN – 0,50mm.

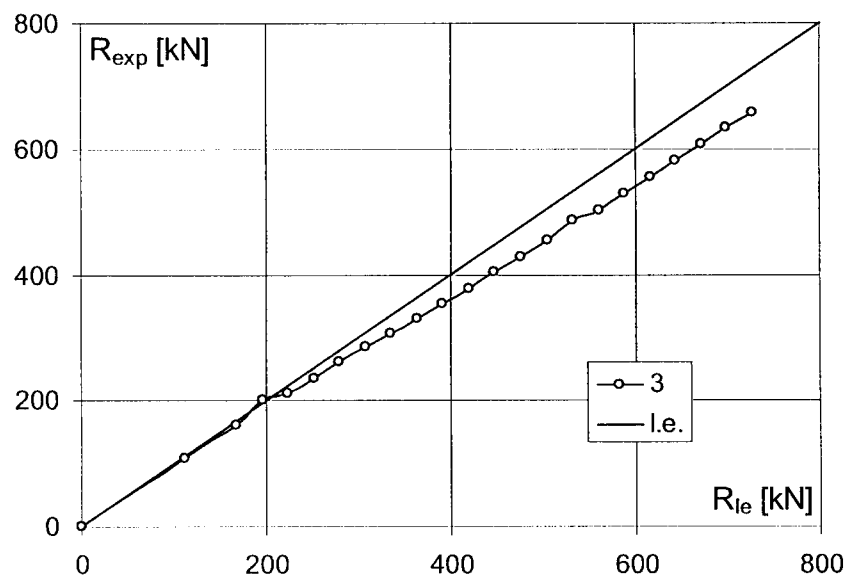
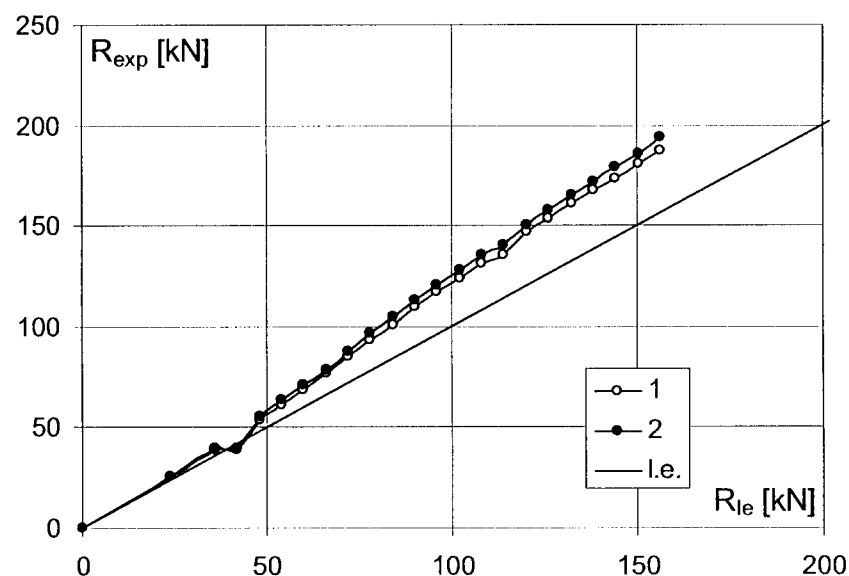
Cracks perpendicular to the element axis appeared in the region under loads at the force of 150kN, what is corresponding with the maximum moment of 212kNm (design moment 243,5kNm). Those were cracks of the width below 0,05mm and their width at the following loads were: at the force of 180kN – 0,10mm, at the force of 220kN – still 0,10mm and at the force of 240kN – 0,15mm.



Rys. 5.31. Belka 311 – układ rys po zniszczeniu
Fig. 5.31. Beam 311 – crack pattern after failure

Typowe rysy na ścinanie w nadbetonie w strefie podpory środkowej pojawiły się przy sile 130kN ($\tau=1,82\text{MPa}=0,38f_{ct}$). Maksymalne szerokości rozwarcia rys ukośnych wynosiły: przy sile 170kN – 0,10mm, przy sile 200kN – 0,20mm, przy sile 220kN – 0,20–0,30mm i przy 240kN – 0,25–0,30mm.

Zniszczenie nastąpiło gwałtownie przy sile 260kN na ścinanie w strefie podpory środkowej w obszarze zerowania się momentu. Obraz zarysowania po zniszczeniu, w poszczególnych strefach, pokazano na rys. 5.3 Redystrybucja sił rozpoczęła się po przekroczeniu siły 70kN, a więc tuż po zarysowaniu strefy nad podporą środkową. Wartości reakcji podpory w odniesieniu do wartości sprężystych pokazano na rys. 5.32.



Rys. 5.32. Belka 311 – redystrybucja sił (1 – podpora lewa, 2 – podpora prawa, 3 – podpora środkowa)

Fig. 5.32. Beam 311 – forces redistribution (1 – left support, 2 – right support, 3 – central support)

Moment podporowy przy zniszczeniu $F_u=260\text{kN}$ wyniósł 251kNm, był więc zdecydowanie większy od obliczeniowego ($M_{Rd}=210\text{kNm}$). Moment przęsłowy równy 352kNm był mniejszy od obliczeniowego ($M_{Rd}=454\text{kNm}$). Do pełnej redystrybucji zatem nie doszło. Obliczeniowa nośność belki była równa $F_u=305\text{kN}$.

Odształcenia w strefach maksymalnych momentów dodatnich, wyznaczone z pomiarów tensometrem mechanicznym i indukcyjnym, pokazano na rys. 5.33.

Maksymalne odształcenia w tych strefach przy zniszczeniu ($F_u=260\text{kN}$) wynosiły: około 2,0 – 3,5‰ w strefie rozciąganej i 1,7‰ w strefie ściskanej.

W strefie podpory środkowej odształcenia w strefie rozciąganej przy zniszczeniu wynosiły 3,0‰, w strefie ściskanej z pomiaru prowadzonego czujnikiem indukcyjnym (baza pomiarowa 300mm) uzyskano przy zniszczeniu aż 6‰, zaś z tensometrów nasadowych (baza 600mm) jedynie 3,0‰ (rys. 5.34). Tak duże zróżnicowanie wynika z niezbyt starannego wypełnienia styku prefabrykatów żywicą epoksydową.

Do wzajemnego przemieszczenia pomiędzy nadbetonem a betonem w strefach przypodporowych przy podporach skrajnych nie doszło – rys. 5.35

Typical shear cracks in the overconcrete appeared in central support zone at the force of 130kN ($\tau=1,82\text{MPa}=0,38f_{ct}$). Maximum width of diagonal cracks figured out: at the force of 170kN – 0,10mm, at the force of 200kN – 0,20mm, at the force of 220kN – 0,20–0,30mm at the force of 240kN – 0,25–0,30mm.

Failure occurred in rapid way at the force of 260kN due to shear in the central support region in the area of zero moment. Crack pattern after failure, in the particular zones, is shown in fig. 3.31.

Forces redistribution began after exceed the force of 70kN, so just after cracking of the region above central support. Values of the support reactions in relation to the elastic ones are shown in fig. 5.32.

The support moment at failure $F_u=260\text{kN}$ was 251kNm, so it was decidedly greater than calculated ($M_{Rd}=210\text{kNm}$). The span moment equal 352kNm was smaller than calculated ($M_{Rd}=454\text{kNm}$). Therefore, it did not come to the full redistribution. The design carrying capacity of the beam was equal $F_u=305\text{kN}$.

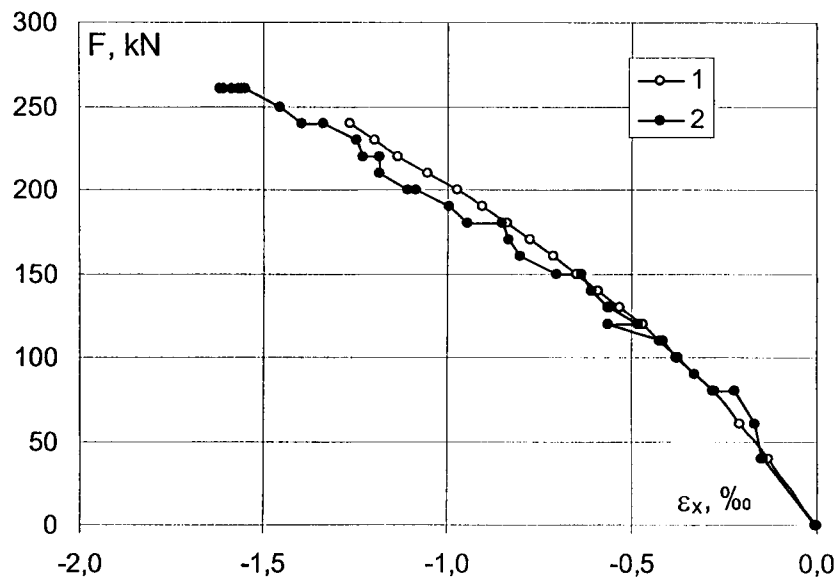
Strains in the maximum positive moments regions, calculated from the measurements made by means of mechanical and induction tensometer, are shown in fig. 5.33.

Maximum strains in these zones at failure ($F_u=260\text{kN}$) figured out: about 2,0 – 3,5‰ in the tensile zone at failure and 1,7‰ in the compressive zone.

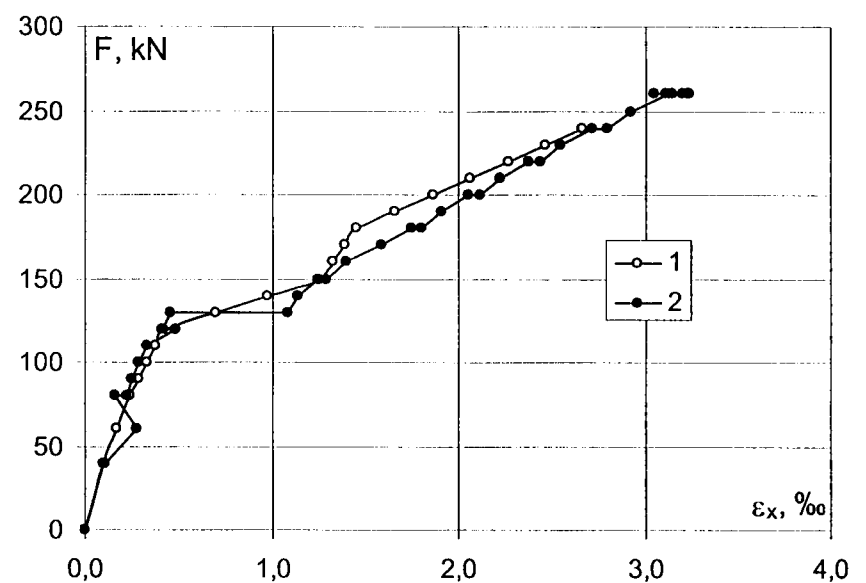
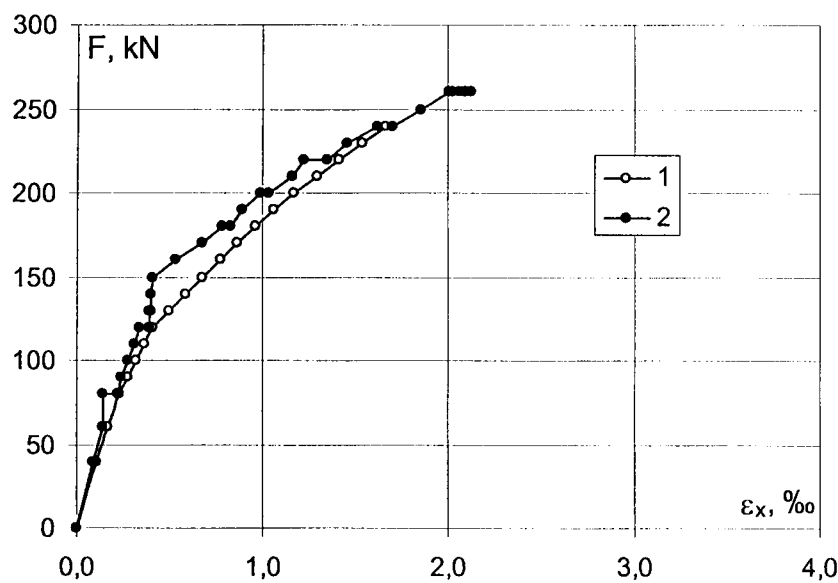
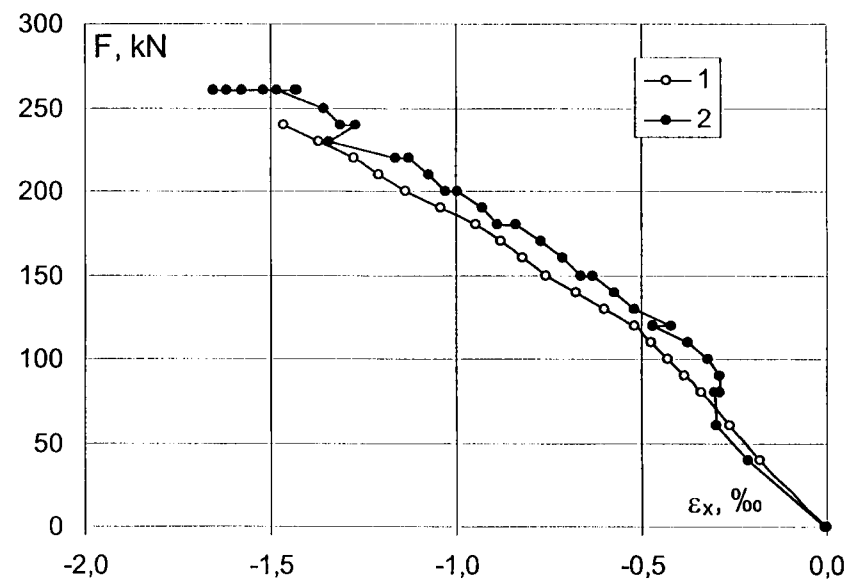
In the central support region strains in the tensile zone at failure were equal 3,0‰, in the compressive zone there was obtained from the measurement carried out by means of induction meter (measuring basis of 300mm) at failure as much as 6‰, but from the basal tensometers (basis of 600mm) only 3,0‰ (fig. 5.34). Such a big differentiation results from the not too accurate filling up the precast elements contact with the epoxy resins.

There did not come to the mutual displacement between overconcrete and concrete in the support zones at the edge supports – fig.5.35.

strona lewa / left side

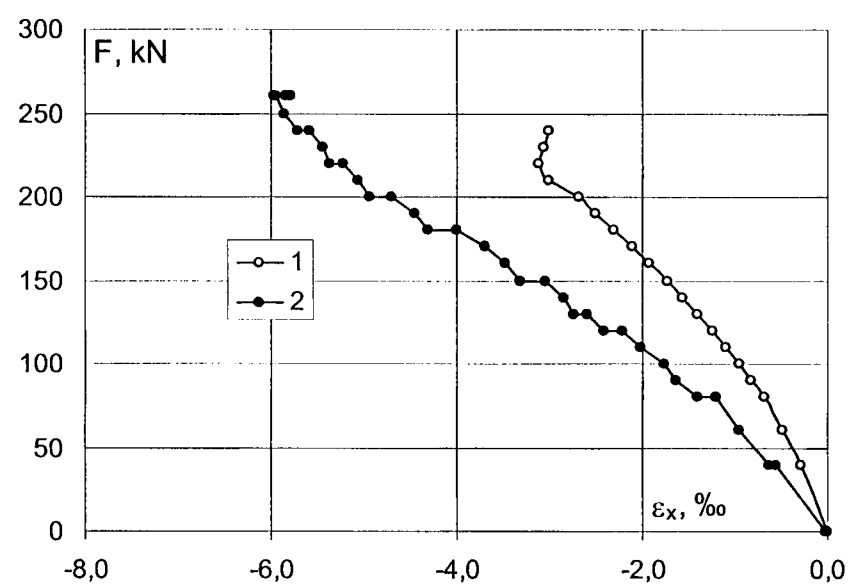
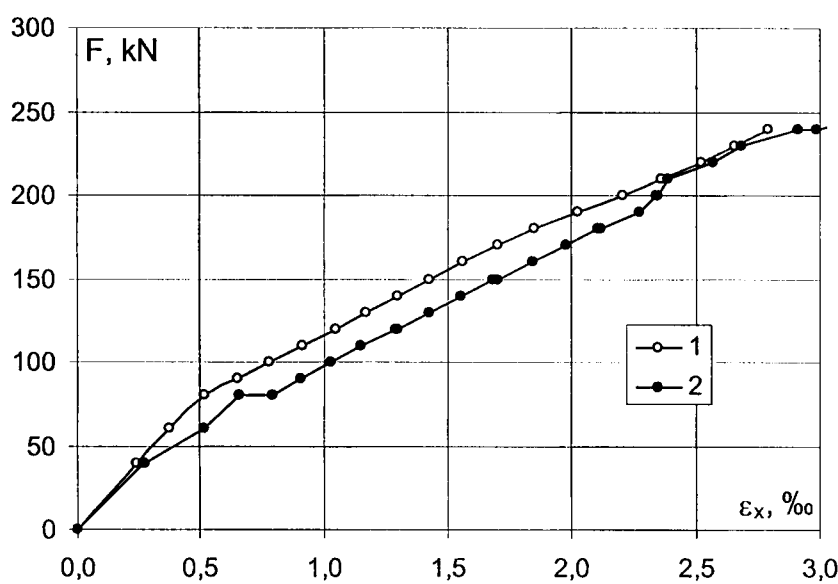


strona prawa / right side



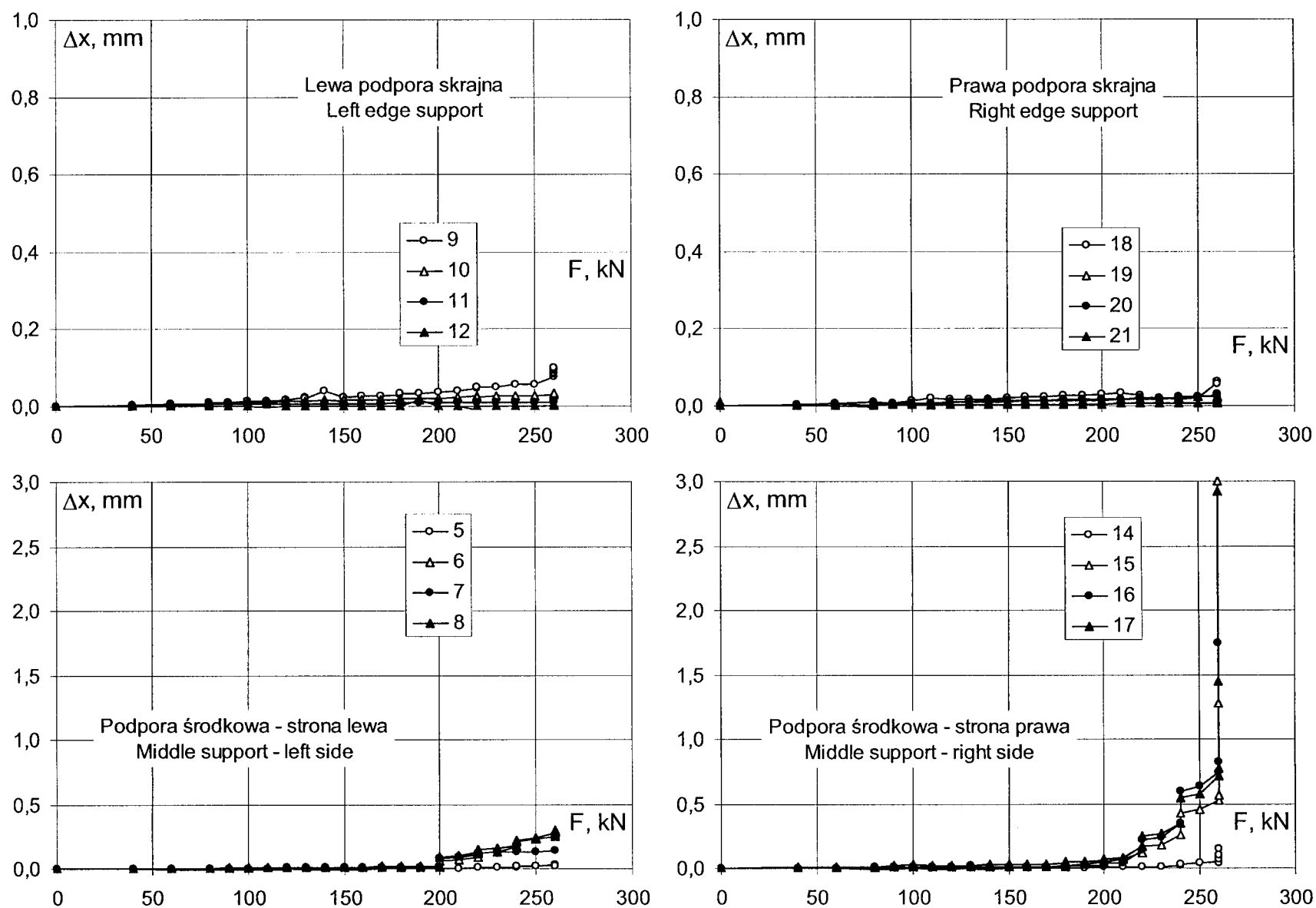
Rys. 5.33. Belka 311 – odkształcenia w strefach pod siłami skupionymi (1 – tensometr mechaniczny nasadowy, 2 – czujniki indukcyjne)

Fig. 5.33. Beam 311 – strains in the zones under concentrated forces (1 – mechanical basal tensometer, 2 – induction meters)



Rys. 5.34. Belka 311 – odkształcenia w strefie podpory środkowej (1 – tensometr nasadowy mechaniczny, 2 – czujniki indukcyjne)

Fig. 5.34. Beam 311 – strains in the central support zone (1 – mechanical basal tensometer, 2 – induction meters)



Rys. 5.35. Belka 311 – wzajemne przemieszczenia betonu i nadbetonu
Fig. 5.35. Beam 311 – mutual displacement of concrete and overconcrete

Wzajemne przemieszczenie wystąpiło jedynie z prawej strony przy podporze środkowej. Początek wzajemnego przemieszczenia można zaobserwować przy sile 220kN ($\tau=3,09\text{MPa}=0,65f_{ct}$). Podobnie jak w poprzednich belkach zastosowanie prętów gwintowanych nad podporą zapobiegło rozwarstwieniu betonu i nadbetonu w tym obszarze (punkty 5 i 14 – rys. 5.35.).

Belka 312

Pierwsze rysy w strefie podpory środkowej pojawiły się przy sile 80kN, co odpowiada momentowi w osi podpory równemu 100,2kNm. Jest to moment zdecydowanie większy od obliczeniowego rysującego równego 36,0kNm. Były to rysy prostopadłe do osi elementu o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Maksymalne szerokości rozwarcia rys prostopadłych do osi elementu w strefie podpory środkowej przy kolejnych obciążeniach wynosiły: przy sile 120kN – 0,08mm, od siły 140kN do siły 240kN – 0,20mm, przy siłach od 260 do 280kN – 0,25mm i przy sile 300kN – 0,90mm.

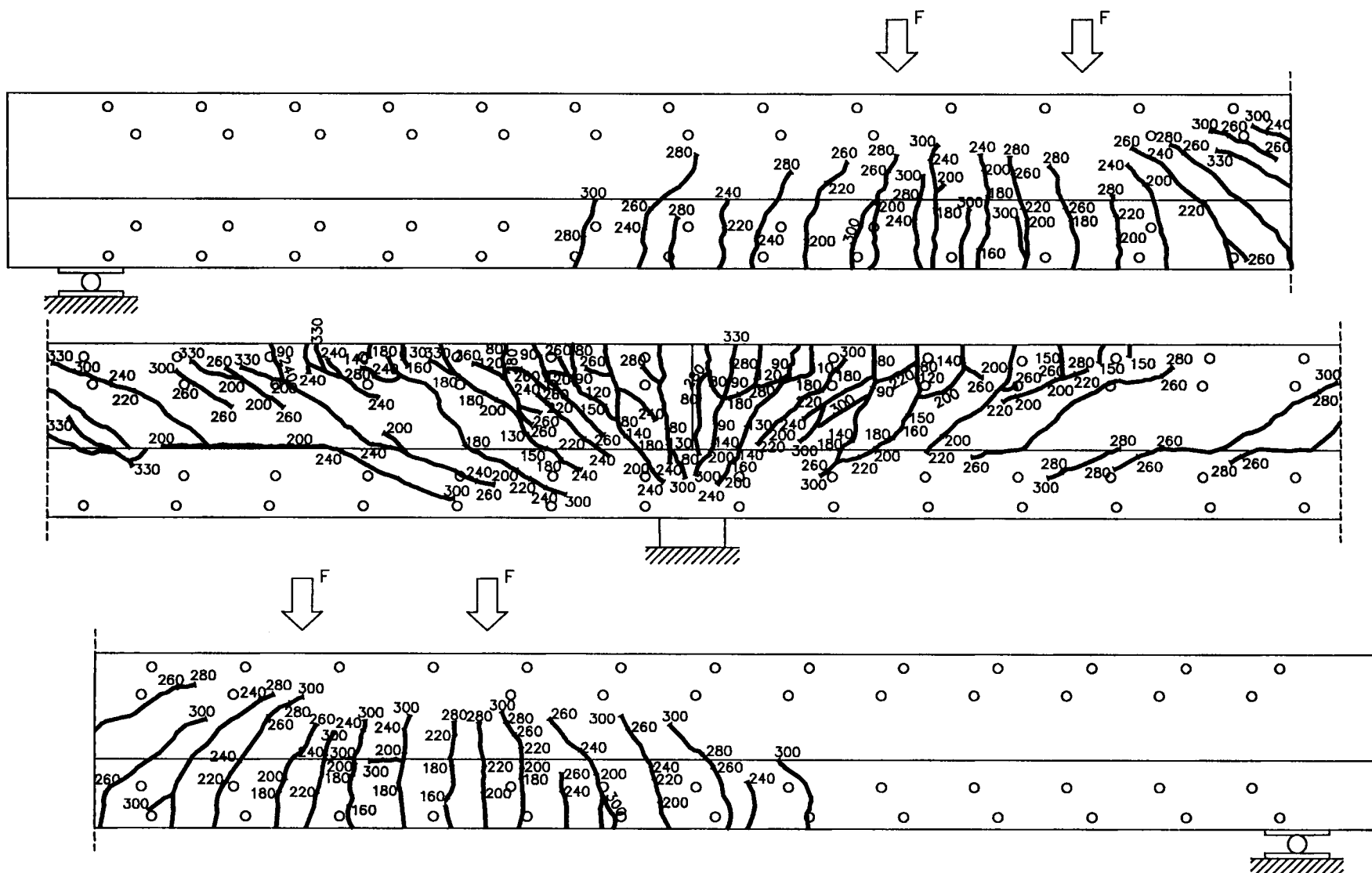
Rysy prostopadłe do osi elementu w strefie pod siłami powstały przy sile 160kN, co odpowiada momentowi maksymalnemu 203,7kNm (moment obliczeniowy 243,5kNm). Były to rysy o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm i ich szerokości rozwarcia przy kolejnych obciążeniach wynosiły: przy siłach od 200 do 240kN – 0,10mm i przy sile 300kN – 0,20mm.

Mutual displacement occurred only on the right side at the central support. The beginning of the mutual displacement can be observed at the force of 220kN ($\tau=3,09\text{MPa}=0,65f_{ct}$). Like in previous beams, use of the trodden bars above the support prevented the delamination of concrete and overconcrete in this region (points 5 and 14 – fig. 5.35).

Beam 312

First cracks in the central support zone appeared at the force of 80kN, that corresponds with the moment in the axis of the support, equal 100,2kNm. It is the moment decidedly greater than calculated cracking one, equal 36,0kNm. Those were cracks perpendicular to the element axis of the width below 0,05mm. Maximum width of the cracks perpendicular to the element axis in the central support zone at the successive loadings were: at the force of 120kN – 0,08mm, from the force of 140kN up to the force of 240kN – 0,20mm, at the forces from 260 up to 280kN – 0,25mm and at the force of 300kN – 0,90mm.

Cracks perpendicular to the element axis in the regions under loads occurred at the force of 160kN, that is corresponding with the maximum moment of 203,7kNm (design moment of 243,5kNm). Those were cracks of the width below 0,05mm and their widths at the successive loadings were: at the forces from 200 to 240kN – 0,10mm, and at the force of 300kN – 0,20mm.



Rys. 5.36. Belka 312 – układ rys po zniszczeniu
Fig. 5.36. Beam 312 – crack pattern after failure

Typowe rysy na ścinanie w nadbetonie w strefie podpory środkowej pojawiły się przy sile 130kN ($\tau=1,93\text{MPa}=0,42f_{ct,sp}$). Maksymalne szerokości rozwarcia rys ukośnych wynosiły: przy sile 200kN – 0,10mm, przy siłach od 220 do 260kN – 0,20mm, przy sile 280kN – 0,20–0,30mm i przy 300kN – 0,25–0,40mm.

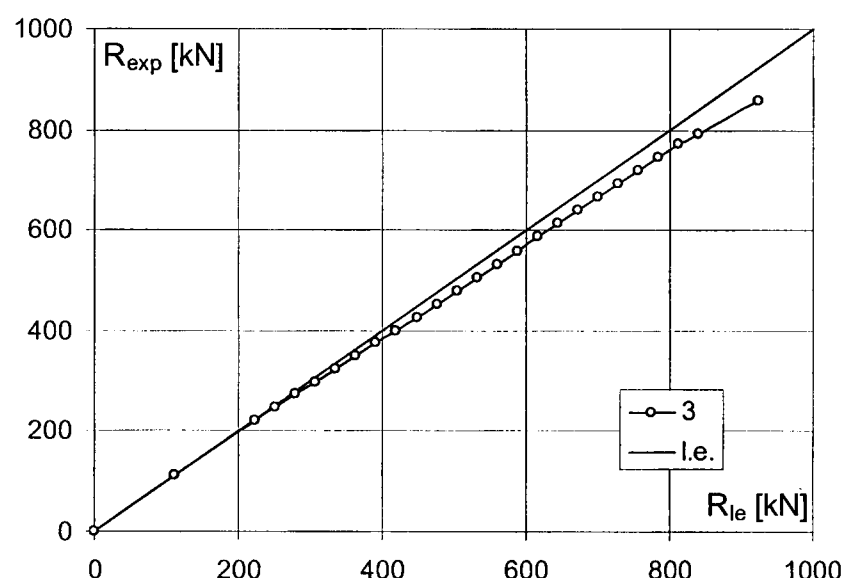
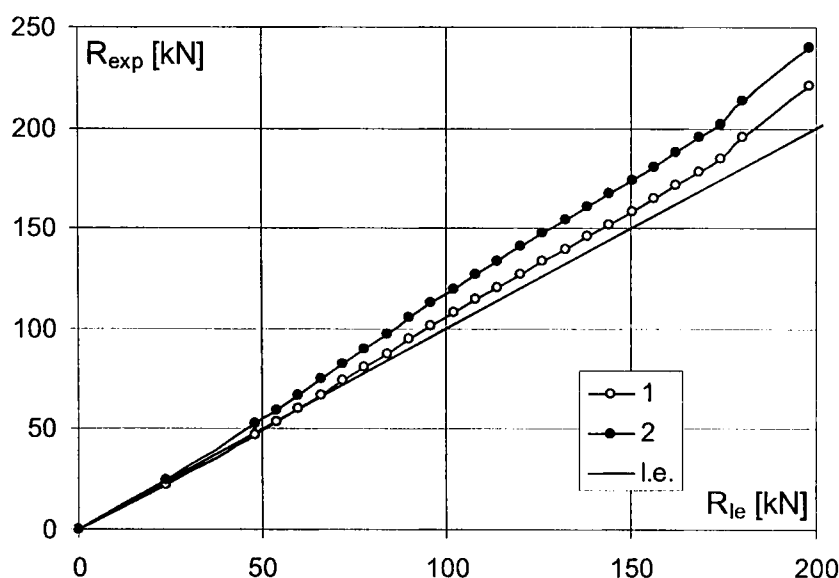
Zniszczenie nastąpiło gwałtownie przy sile 330kN na ścinanie w strefie zmiany znaku momentu po stronie lewej. Obraz zarysowania po zniszczeniu, w poszczególnych strefach, pokazano na rys. 5.36.

Redystrybucja sił rozpoczęła się po przekroczeniu siły 80kN, a więc tuż po zarysowaniu strefy nad podporą środkową. Wartości reakcji podpory w odniesieniu do wartości sprężystych pokazano na rys. 5.37.

Typical shear cracks in the overconcrete in the central support zone appeared at the force of 130kN ($\tau=1,93\text{MPa}=0,42f_{ct,sp}$). Maximum widths of the diagonal cracks figures out: at the force of 200kN – 0,10mm, at the force from 220 up to 260kN – 0,20mm, at the force of 280kN – 0,20–0,30mm and at the force of 300kN – 0,25–0,40mm.

Failure happened rapidly at the force of 330kN due to shear in the zone of moment sign change, on the left side. The crack pattern after failure, in particular regions, is shown in fig. 5.36.

The redistribution of forces began after exceeding the force of 80kN, so just after cracking in the region over the middle support. The values of the support reaction in relation to the elastic ones are shown in fig. 5.37.



Rys. 5.37. Belka 312 – redystrybucja sił (1 – podpora lewa, 2 – podpora prawa, 3 – podpora środkowa)
Fig. 5.37. Beam 312 – forces redistribution (1 – left support, 2 – right support, 3 – central support)

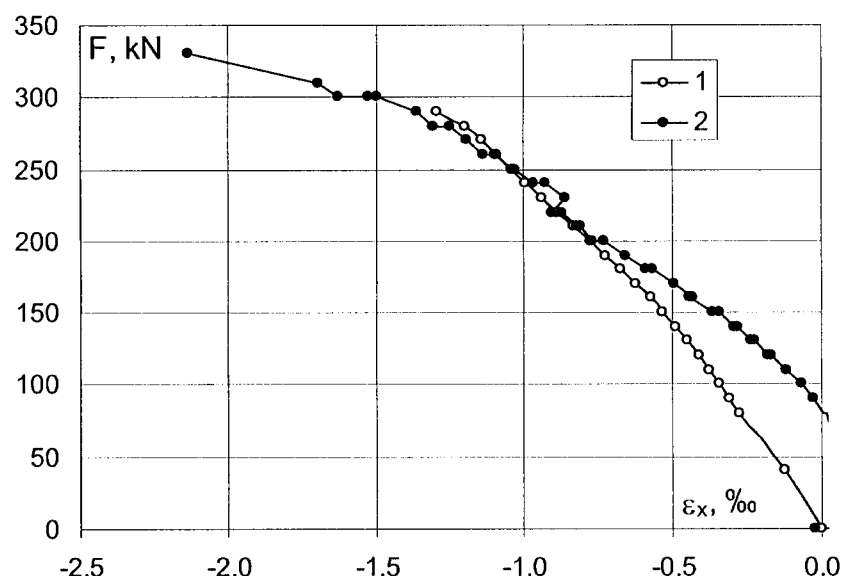
Moment podporowy przy zniszczeniu $F_u=330\text{kN}$ wyniósł $352,8\text{kNm}$, był więc nieznacznie większy od obliczeniowego ($M_{Rd}=349\text{kNm}$). Moment przęsłowy równy 432kNm był bliski wartości obliczeniowej ($M_{Rd}=454\text{kNm}$). Było zatem bardzo blisko do pełnej redystrybucji, na co wskazuje także wartość siły niszczącej $F_u=330\text{kN}$. Obliczeniowa nośność belki była równa $F_u=340\text{kN}$.

Odształcenia w strefach maksymalnych momentów dodatnich, wyznaczone z pomiarów tensometrem mechanicznym i indukcyjnym, pokazano na rys. 5.38.

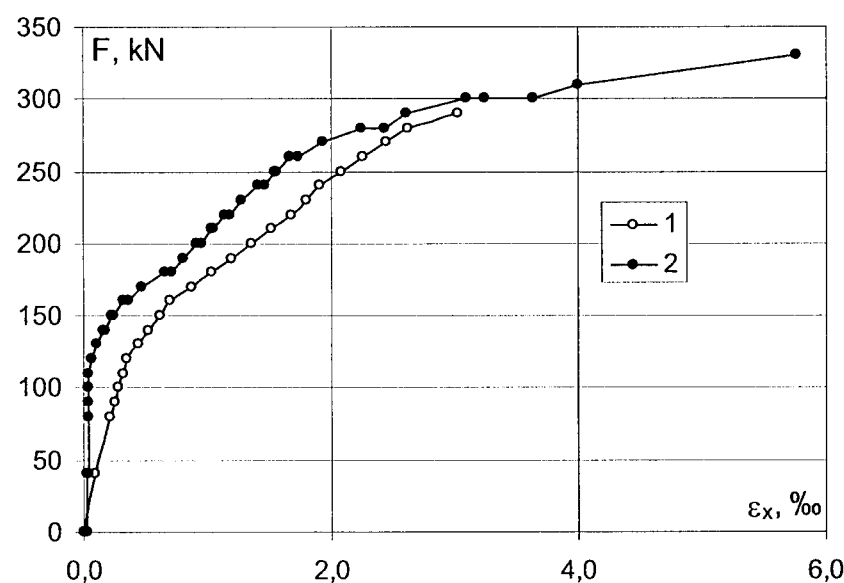
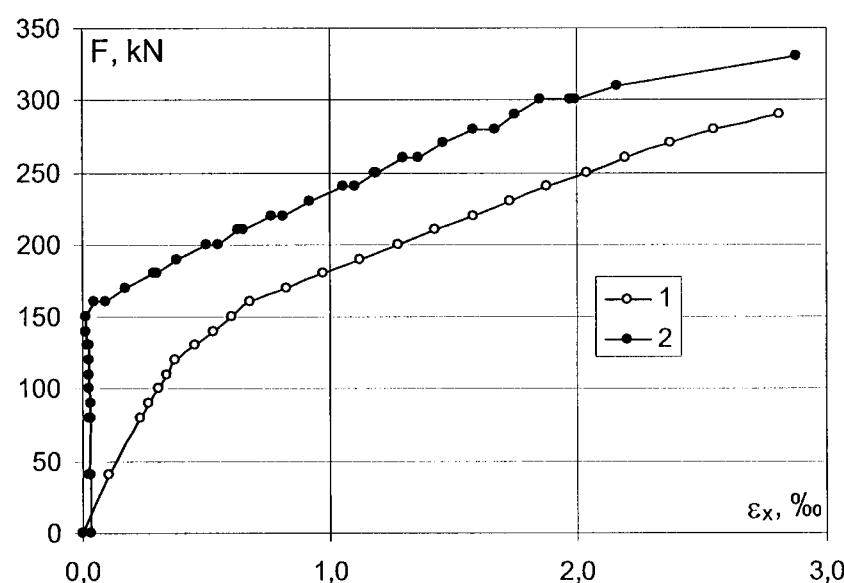
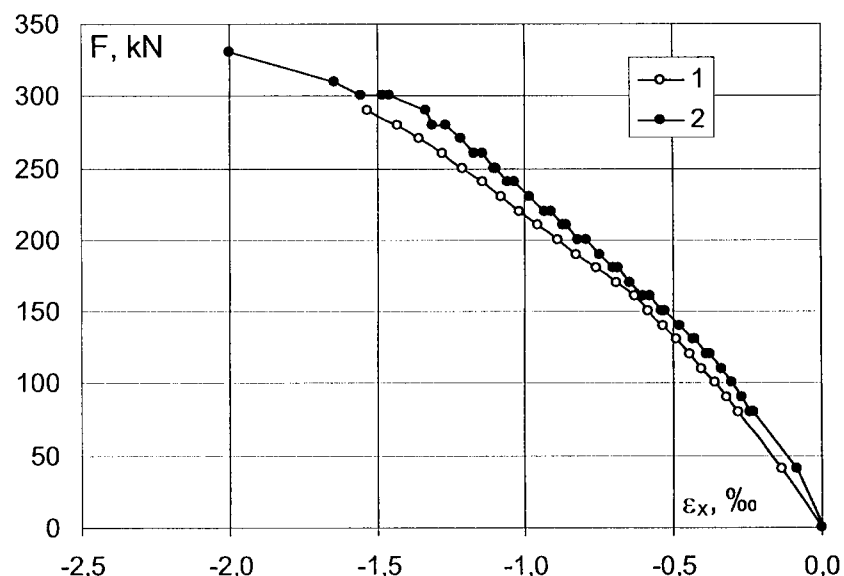
Support moment at failure $F_u=330\text{kN}$ was $352,8\text{kNm}$, thus was only a little greater than calculated one ($M_{Rd}=349\text{kNm}$). The span moment equal 432kNm was close to the design value ($M_{Rd}=454\text{kNm}$). There was therefore very close to the full redistribution, that is also shown by the value of the ultimate load $F_u=330\text{kN}$. The design beam carrying capacity was equal $F_u=340\text{kN}$.

Strains in the maximum positive moments regions, estimated from the measurements made by means of mechanical and induction tensometers, are shown in fig. 5.38.

strona lewa / left side



strona prawa / right side



Rys. 5.38. Belka 312 – odkształcenia w strefach pod siłami skupionymi (1 – tensometr mechaniczny nasadowy, 2 – czujniki indukcyjne)

Fig. 5.38. Beam 312 – strains in the zones under concentrated forces (1 – mechanical basal tensometer, 2 – induction meters)

Maksymalne odkształcenia w tych strefach przy zniszczeniu ($F_u=330\text{kN}$) wynosiły: $6,0\text{‰}$ w strefie rozciąganej i powyżej $2,0\text{‰}$ w strefie ściskanej.

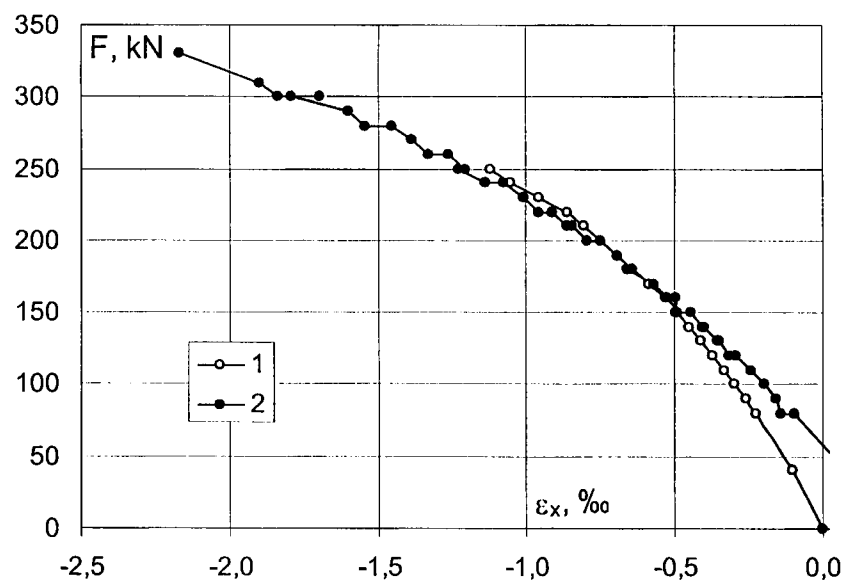
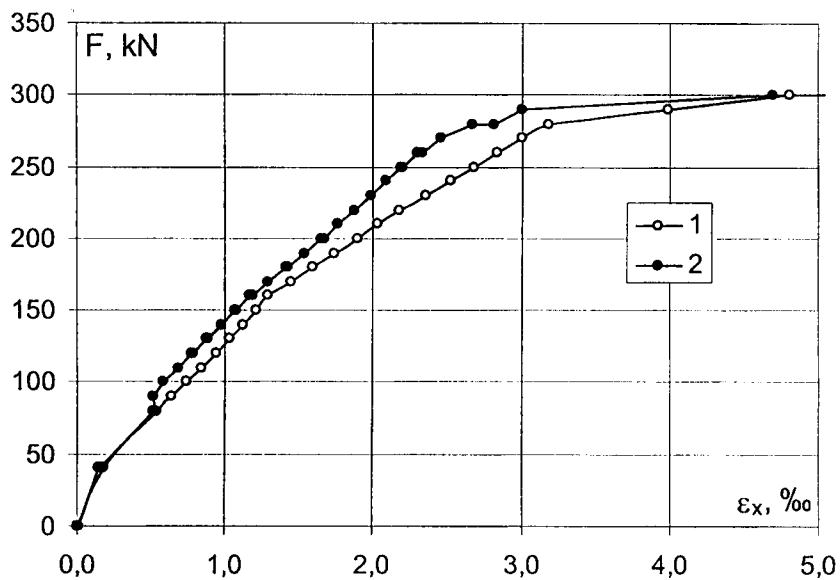
W strefie podpory środkowej odkształcenia w strefie rozciąganej przy zniszczeniu wynosiły $3,0\text{‰}$, w strefie ściskanej z pomiaru prowadzonego czujnikami indukcyjnymi (baza pomiarowa 300mm) uzyskano przy zniszczeniu aż 6‰ , zaś z tensometrów nasadowych (baza 600mm) jedynie $3,0\text{‰}$ (rys. 5.39). Tak duże zróżnicowanie wynika z niezbyt starannego wypełnienia styku prefabrykatów żywicą epoksydową.

Do wzajemnego przemieszczenia pomiędzy nadbetonem a betonem doszło w niewielkim zakresie w strefie podpory środkowej – rys. 5.40.

Maximum strains in these regions at failure ($F_u=330\text{kN}$) were: $6,0\text{‰}$ in the tensile zone and above $2,0\text{‰}$ in the compressive zone.

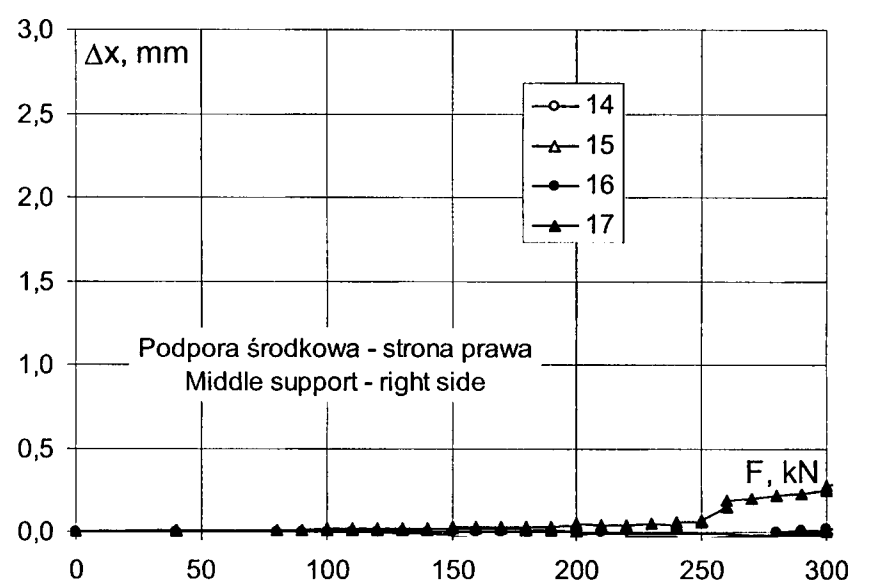
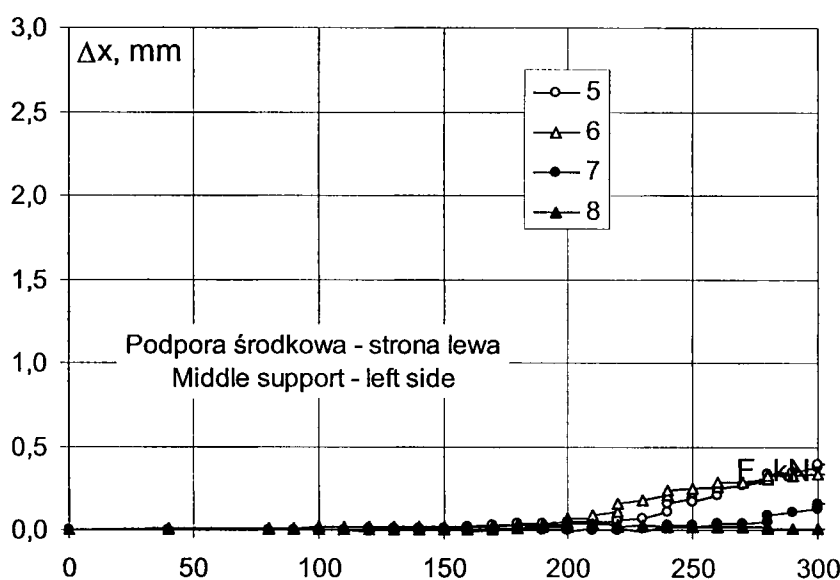
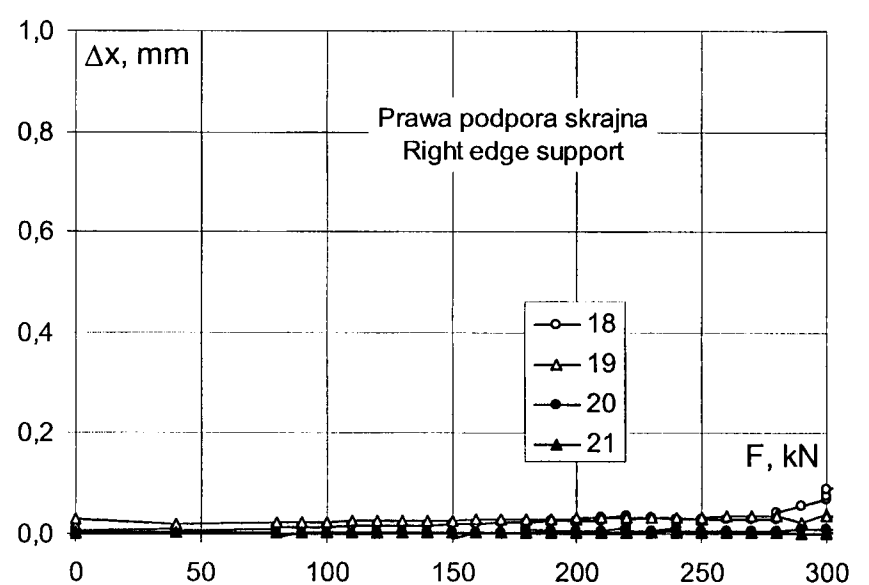
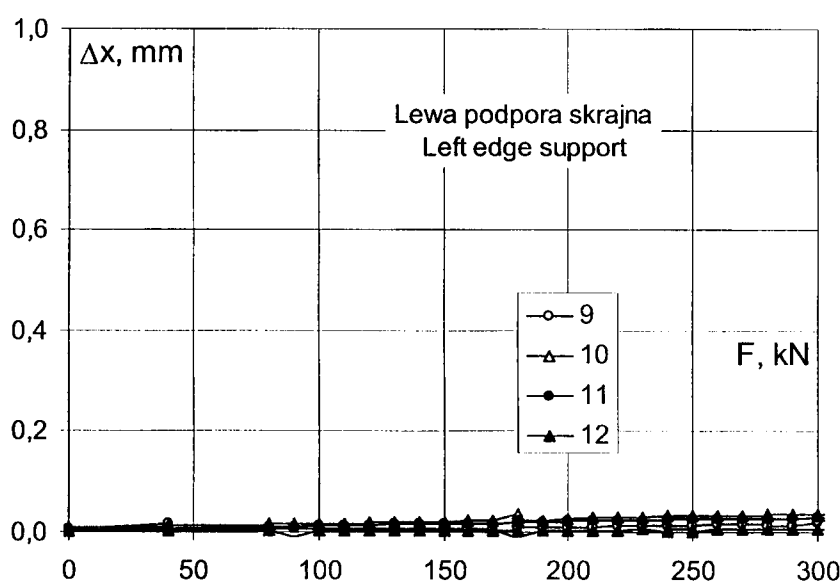
In central support region strains in the tensile zone at failure were $3,0\text{‰}$, in the compressive zone there was obtained from the measurement carried out by the induction meter (measuring basis of 300mm) at failure up to 6‰ , but from the basal tensometer (basis of 600mm) only $3,0\text{‰}$ (fig. 5.39). Such a big differentiation results from the not all too accurate filling up the precast element contact with the epoxy resins.

It came to the mutual displacement between concrete and overconcrete in the small range in the central support zone – fig. 5.40.



Rys. 5.39. Belka 312 – odkształcenia w strefie podpory środkowej (1 – tensometr nasadowy mechaniczny, 2 – czujniki indukcyjne)

Fig. 5.39. Beam 312 – strains in the central support zone (1 – mechanical basal tensometer, 2 – induction meters)



Rys. 5.40. Belka 312 – wzajemne przemieszczenia betonu i nadbetonu

Fig. 5.40. Beam 312 – mutual displacement of concrete and overconcrete

Z lewej strony podpory początek rozwarstwienia daje się zauważyć przy sile 210kN ($\tau=3,11\text{MPa}=0,69f_{ct,sp}$), zaś z prawej strony przy sile 260kN ($\tau=3,88\text{MPa}=0,85f_{ct,sp}$).

It could be noticed on the left side of the support the beginning of the delamination at the force of 210kN ($\tau=3,11\text{MPa}=0,69f_{ct,sp}$), but on the right side at the force of 260kN ($\tau=3,88\text{MPa}=0,85f_{ct,sp}$).

Belka 313

Pierwsze rysy w strefie podpory środkowej pojawiły się przy sile 80kN, co odpowiada momentowi w osi podpory równemu 99,6kNm. Jest to moment zdecydowanie większy od obliczeniowego, równego 36,3kNm.

Beam 313

First cracks in the central support region appeared at the force of 80kN, that is corresponding with the moment in the support zone axis equal 99,6kNm. It is the moment decidedly greater than the calculate one, equal 36,3kNm.

Były to rysy prostopadłe do osi podłużnej elementu o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Przy kolejnych obciążeniach maksymalne szerokości rozwarcia tych rys wynosiły: przy sile 150kN – 0,10mm, przy sile 200kN – 0,20mm i przy sile 240kN – 0,25mm.

Rysy prostopadłe do osi elementu w strefie pod siłami powstały przy sile 160kN, co odpowiada momentowi maksymalnemu 212,8kNm (moment obliczeniowy 243,5kNm). Były to rysy o szerokości rozwarcia poniżej 0,05mm. Szerokość rozwarcia tych rys dopiero przy sile 240kN wynosiła 0,10mm.

Rysy od ścinania w nadbetonie w strefie podpory środkowej pojawiły się przy sile 120kN ($\tau=1,72\text{MPa}=0,39f_{ct,sp}$). Maksymalne szerokości rozwarcia tych rys wynosiły: przy sile 210kN – 0,20mm i przy sile 240kN – 0,25mm.

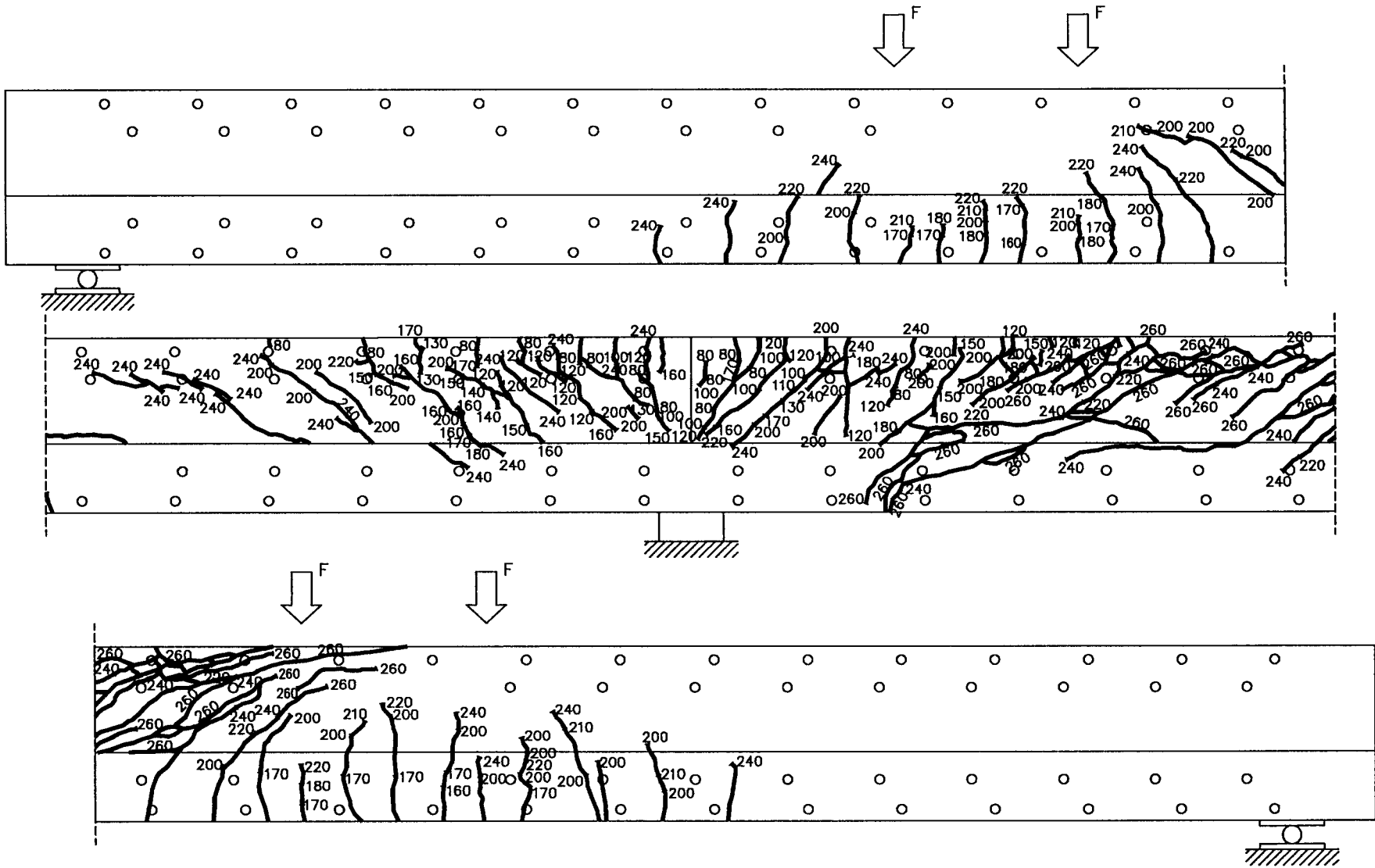
Zniszczenie nastąpiło gwałtownie przy sile 260kN w strefie zmiany znaku momentu po stronie lewej podpory środkowej. Obraz zarysowania po zniszczeniu, w poszczególnych strefach, pokazano na rys. 5.41.

Those were cracks perpendicular to the longitudinal element axis of the width below 0,05mm. At the successive loadings the maximum width of these cracks figured out: at the force of 150kN – 0,10mm, at the force of 200kN – 0,20mm and at the force of 240kN – 0,25mm.

Cracks perpendicular to the element axis in the region under forces occurred at the force of 160kN, that is corresponding with the maximum moment of 212,8kNm (design moment of 243,5kNm). Those were cracks of the widths below 0,05mm. The width of these cracks only at the force of 240kN was equal 0,10mm.

The shear cracks in overconcrete in the central support region appeared at the force of 120kN ($\tau=1,72\text{MPa}=0,39f_{ct,sp}$). Maximum widths of these cracks were: at the force of 210kN – 0,20mm and at the force of 240kN – 0,25mm.

Failure took place rapidly at the force of 260kN in the region of the moment sign change on the left side of the central support. The crack pattern after failure, in the particular regions, is shown in fig. 5.41.

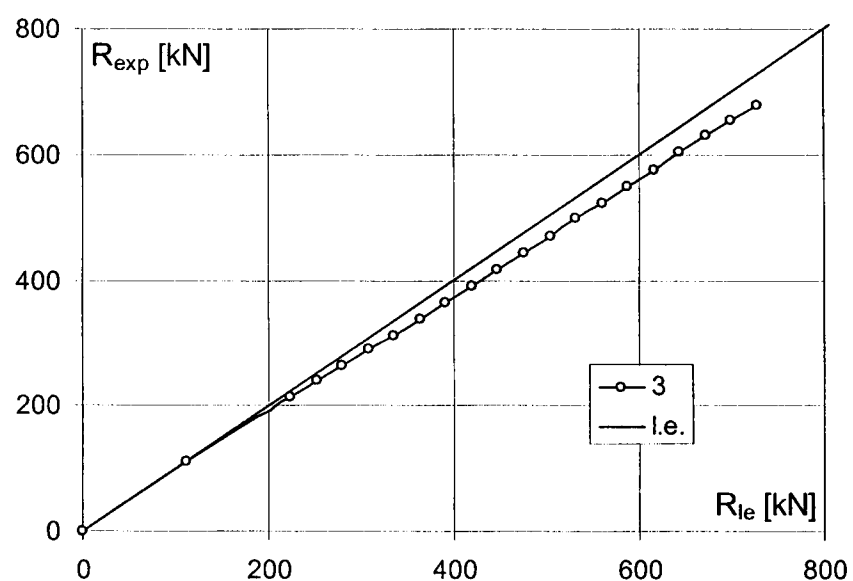
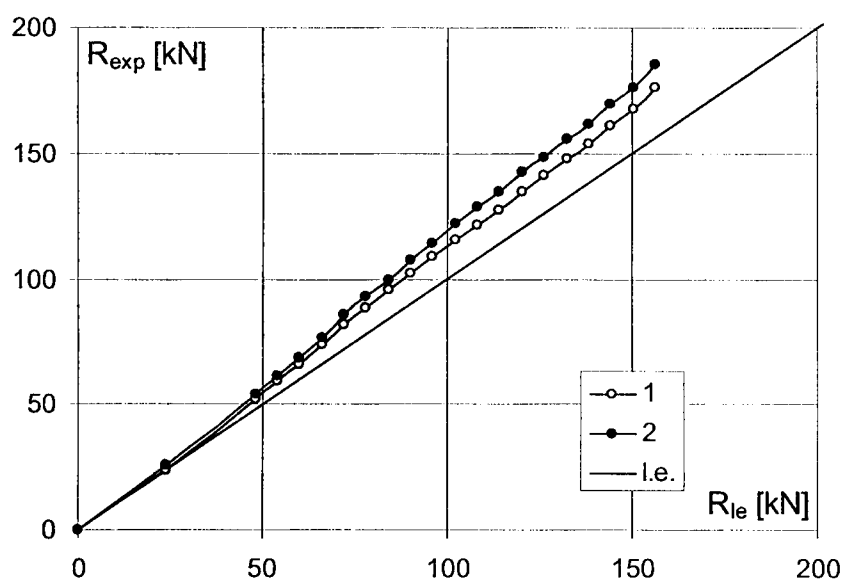


Rys. 5.41. Belka 313 – układ rys po zniszczeniu

Fig. 5.41. Beam 313 – crack pattern after failure

Redystrybucja sił rozpoczęła się po przekroczeniu siły 80kN, a więc po zarysowaniu strefy nad podporą środkową. Wartości reakcji podporowych w odniesieniu do wartości sprężystych pokazano na rys. 5.42.

The redistribution of forces began after exceeding the force of 80kN, thus after cracking in the region above the central support. The values of the support reactions in relation to the elastic ones are shown in fig. 5.42.

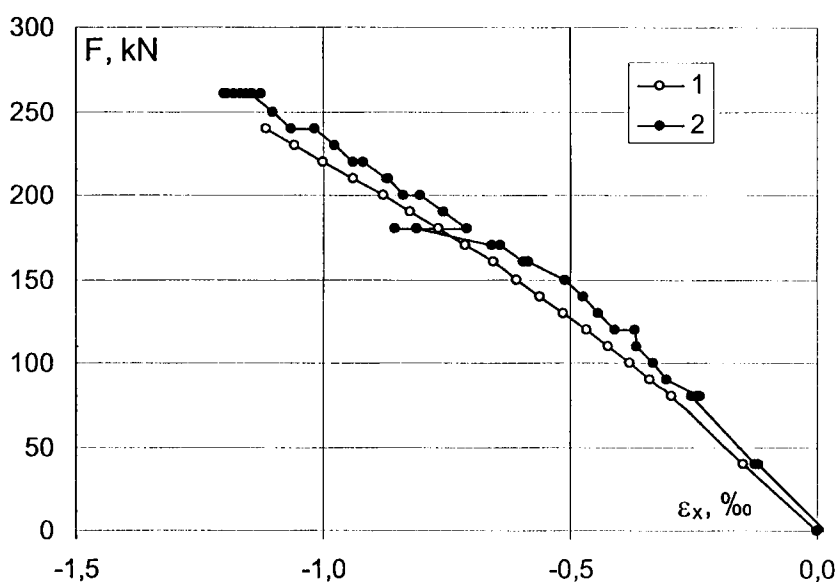


Rys. 5.42. Belka 313 – redystrybucja sił (1 – podpora lewa, 2 – podpora prawa, 3 – podpora środkowa)
Fig. 5.42. Beam 313 – forces redistribution (1 – left support, 2 – right support, 3 – central support)

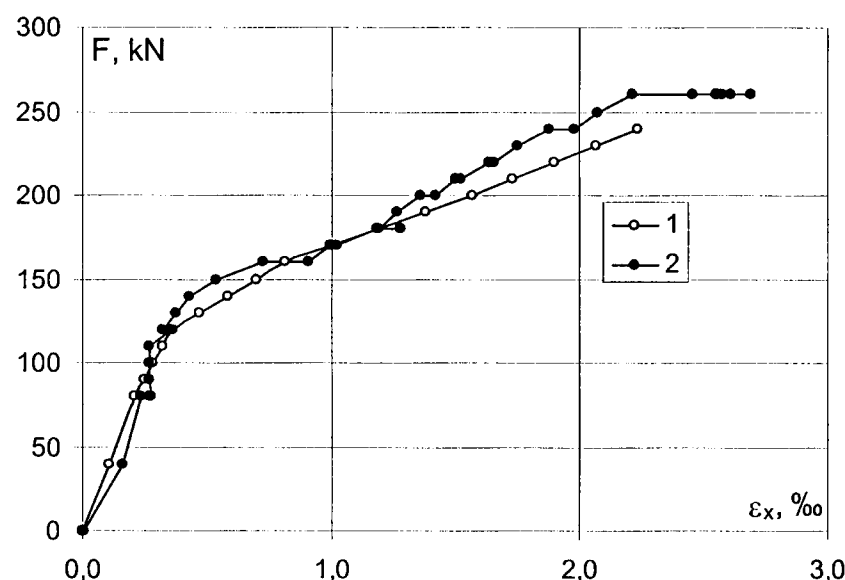
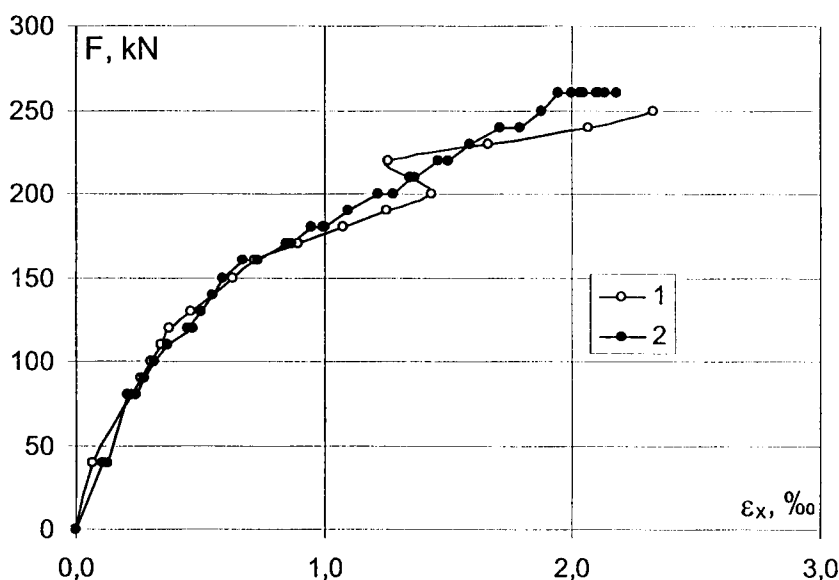
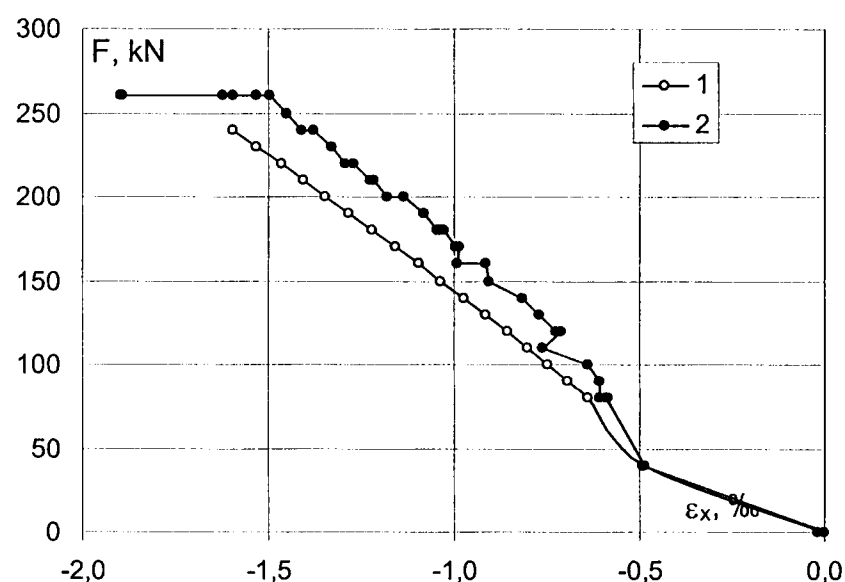
Moment podporowy przy zniszczeniu $F_u=260$ kN wyniósł 276,8kNm, był więc zdecydowanie mniejszy od obliczeniowego ($M_{Rd}=452$ kNm). Moment przęsłowy równy 340,9kNm także był mniejszy od obliczeniowego ($M_{Rd}=454$ kNm). Do pełnej redystrybucji zatem nie doszło. Obliczeniowa nośność belki była równa $F_u=368$ kN.

The support moment at failure $F_u=260$ kN figured out 276,8kNm, so it was decidedly smaller than the calculated one ($M_{Rd}=452$ kNm). The span moment equal 340,9kNm also was smaller than the calculated ($M_{Rd}=454$ kNm). There did not come to the full redistribution. The design carrying capacity of the beam was equal $F_u=368$ kN.

strona lewa / left side



strona prawa / right side



Rys. 5.43. Belka 313 – odkształcenia w strefach pod siłami skupionymi (1 – tensometr mechaniczny nasadowy, 2 – czujniki indukcyjne)
Fig. 5.43. Beam 313 – strains in the zones under concentrated forces (1 – mechanical basal tensometer, 2 – induction meters)

Odształcenia w strefach maksymalnych momentów dodatnich, wyznaczone z pomiarów tensometrem mechanicznym i indukcyjnym, pokazano na rys. 5.43.

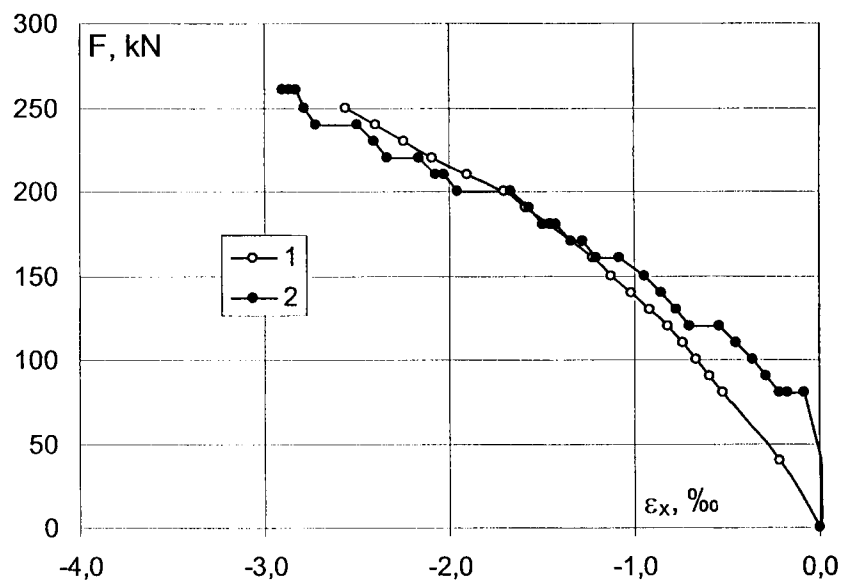
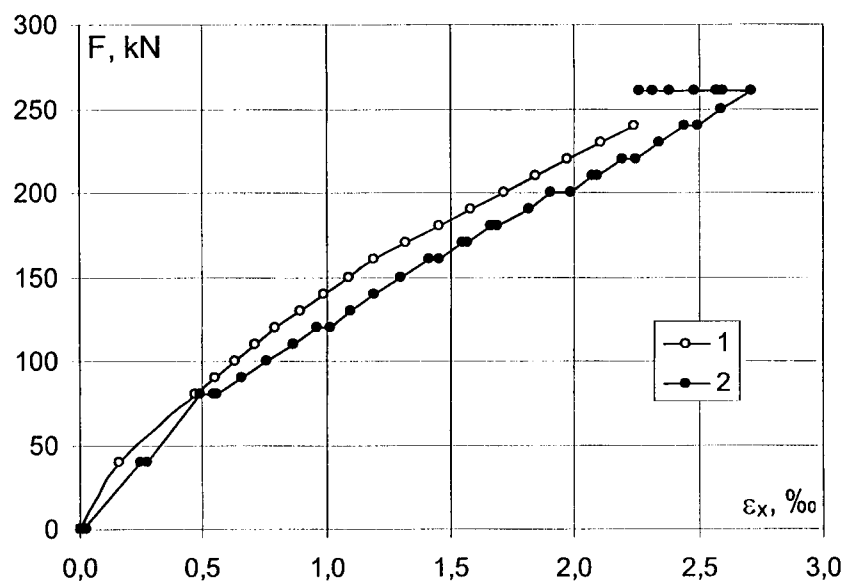
Maksymalne odkształcenia w tych strefach przy zniszczeniu ($F_u=260\text{kN}$) wynosiły: około 1,2–1,50‰ w strefie rozciąganej i około 2,5‰ w strefie ściskanej.

W strefie podpory środkowej odkształcenia w strefie rozciąganej i ściskanej przy zniszczeniu wynosiły około 3,0‰ – rys. 5.44.

Strains in the maximum positive moment regions, calculated from measurements made by mechanical and induction tensometers, are shown in fig. 5.43.

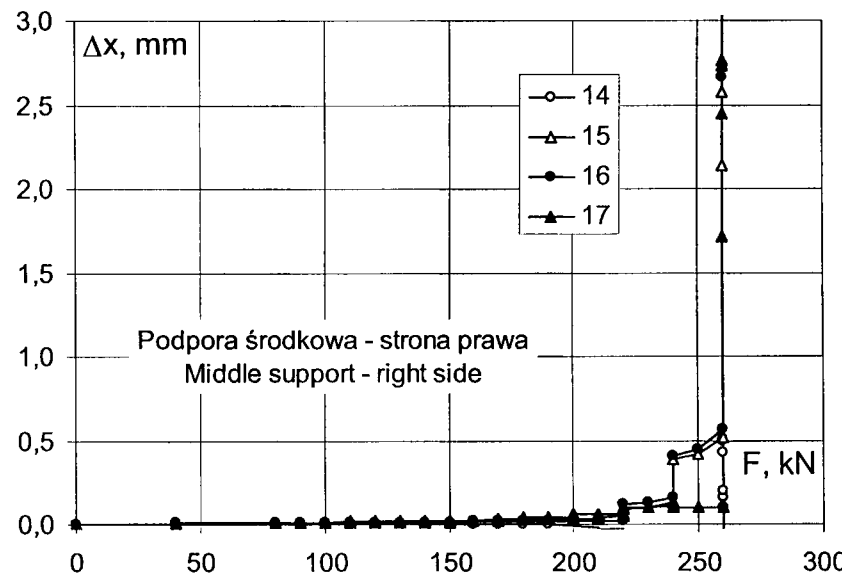
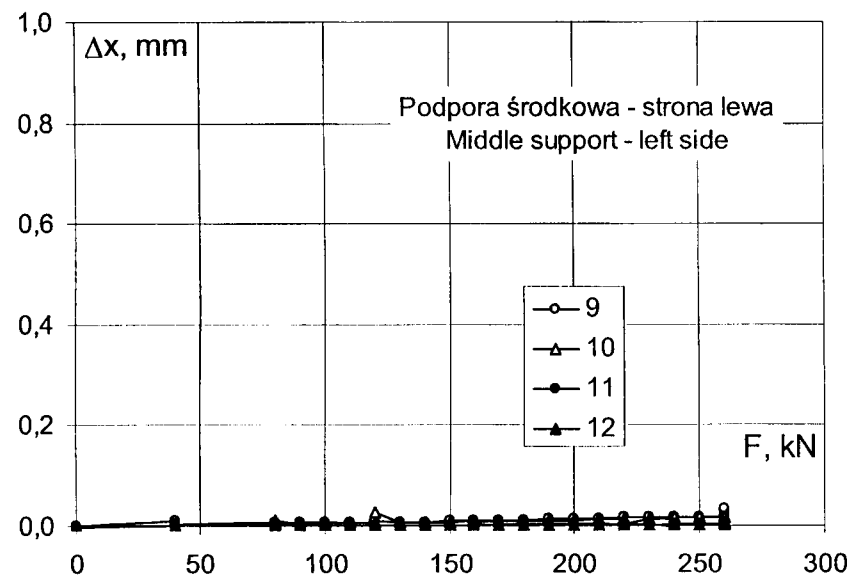
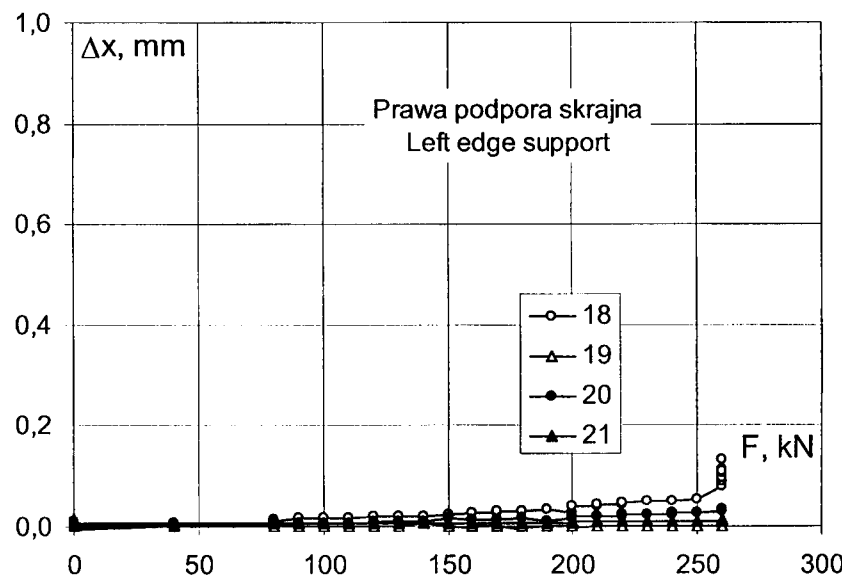
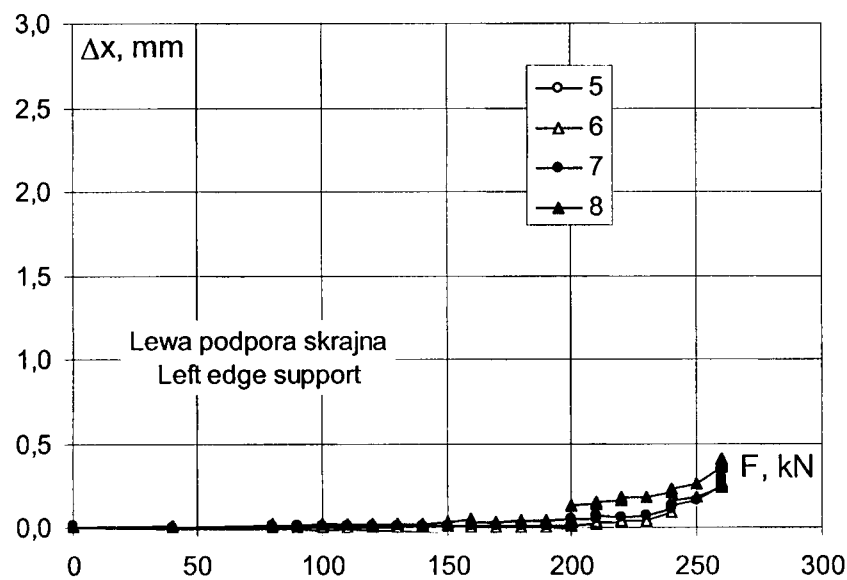
Maximum strains in these regions at failure ($F_u=260\text{kN}$) figured out: about 1,2 – 1,50‰ in the tensile zone and about 2,5‰ in the compressive zone.

Strains in the central support region were equal at failure in the tensile and compressive zones about 3,0‰ – fig. 5.44.



Rys. 5.44. Belka 313 – odkształcenia w strefie podpory środkowej (1 – tensometr nasadowy mechaniczny, 2 – czujniki indukcyjne)

Fig. 5.44. Beam 313 – strains in the central support zone (1 – mechanical basal tensometer, 2 – induction meters)



Rys. 5.45. Belka 313 – wzajemne przemieszczenia betonu i nadbetonu

Fig. 5.45. Beam 313 – mutual displacement of concrete and overconcrete

Wzajemne przemieszczenia pomiędzy nadbetonem a betonem można zauważyć w strefie podpory środkowej z lewej strony przy sile 200kN, zaś z prawej strony przy sile 220kN – rys. 5.45. Odpowiada to naprężeniu $\tau=2,91\text{MPa}$ i $3,21\text{MPa}$. Jest to około $0,70f_{ct,sp}$.

Przy podporze skrajnej z prawej strony wzajemne przemieszczenia wystąpiły dopiero przy zniszczeniu belki.

5.4. Podsumowanie

Wszystkie belki zniszczyły się na ścinanie w skutek zerwania spoin pachwinowych, przy czym naprężenia ścinające przy zniszczeniu były wysokie i wynosiły od $4,83\text{MPa}$ dla belki 312 do $3,76\text{MPa}$ dla belki 311. Były to zatem naprężenia bliskie wytrzymałości betonu na rozciąganie, bowiem wytrzymałość betonu prefabrykatu wynosiła $5,25\text{MPa}$, a nadbetonu od $3,80\text{MPa}$ do $4,85\text{MPa}$. W belkach serii 300, w których wysokość prefabrykatu równa 250mm stanowiła $0,66$ wysokości belki, zarysowanie ukośne obejmowało przede wszystkim część prefabrykatu i pierwsze rysy pojawiły się przy naprężeniach $\tau \approx 0,62f_{ct}$. W belkach serii 310, w których proporcje między wysokością prefabrykatu, a nadbetonem były odwrotne (wysokość prefabrykatu wynosiła $0,39$ wysokości belki), zarysowanie ukośne obejmowało przede wszystkim nadbeton. W tej sytuacji pierwsze rysy ukośne pojawiły się przy naprężeniu $\tau \approx 0,40f_{ct}$ nadbetonu. Znacznie późniejsze pojawienie się rys ukośnych w belkach serii 300 niż w belkach serii 310 było spowodowane przede wszystkim sprężeniem, zaś w mniejszym stopniu wyższą wytrzymałością betonu w prefabrykacie. Także i w tej serii zastosowanie prętów nagwintowanych w strefach nad podporami, które zespalały pasy górny i dolny profilu stalowego, a jednocześnie stanowiły zbrojenie na siłę rozwarstwiającą, okazało się skuteczne. Bezpośrednio nad podporami w żadnej z belek do wzajemnego przemieszczenia betonu nie doszło. Na pozostałych odcinkach strefy przypodporowej, przy podporze środkowej wzajemne przemieszczenie betonu i nadbetonu w belkach zarówno serii 300, jak i 310, pojawiło się dopiero przy naprężeniach $\tau \approx 0,70f_{ct}$, na ogół tuż przed zniszczeniem belki. Zgodnie z oczekiwaniami redystrybucja sił następowała po pojawieniu się rys prostopadłych do osi elementu, nad podporą środkową. Niestety także i w tej serii o zniszczeniu zadecydowała jakość wykonania spoin łączących oba pasy profilu stalowego z pionowymi płaskownikami. W tej sytuacji siły niszczące były przypadkowe. Największą nośność uzyskano dla belki 312, w której siła niszcząca równa 330kN była bliska obliczeniowej nośności, przy założeniu pełnej redystrybucji. Można więc sądzić, że przy właściwym wykonaniu spoin uzyskano by w każdym wypadku obliczeniową nośność.

The mutual displacements between overconcrete and concrete could be noticed in the central support region on the left side at the force of 200kN , but on the right side at the force of 220kN – fig. 5.45. It is corresponding with the stress $\tau=2,91\text{MPa}$ and $3,21\text{MPa}$. That is about $0,70f_{ct,sp}$.

At the edge support on the left side the mutual displacement occurred only at the failure of the beam.

5.4. Summary

All beams failed in shear due to breaking the fillet welds and by that the shear stresses at failure were high and they figured out from $4,83\text{MPa}$ for the beam 312 to $3,76\text{MPa}$ for beam 311. Those were therefore stresses close to the concrete tensile strength, because concrete strength of the precast element was $5,25\text{MPa}$ and for the overconcrete from $3,80\text{MPa}$ to $4,85\text{MPa}$. In the beams of series 300, in which the precast element height equal 250mm made $0,66$ of whole beam height, the diagonal cracking included first of all the prefabricated part and first cracks appeared at the stresses of $\tau \approx 0,62f_{ct}$. In beams of series 310, in which the proportions between the precast element height and the overconcrete were opposite (height of the precast element was $0,39$ of the whole beam height), diagonal cracking included first of all overconcrete. In this situation diagonal cracking appeared at the stress $\tau \approx 0,40f_{ct}$ of the overconcrete. Much afterwards appearance of the diagonal cracks in beams series 300 than in beams series 310 was caused first of all by the prestressing, but less so by the higher concrete strength in the prefabricated element. Also in this series, use of the trodden bars in the regions above supports, which connected top chord and the bottom chord of the steel profile and at the same time they made the delamination force reinforcement – appeared to be successful. Directly over the supports it did not come in case of any beam to the mutual displacement of the concrete. On the remaining sections of the support region, at the central support, the mutual displacement of concrete and overconcrete in beams both in series 300 and 310, appeared only at the stresses of $\tau \approx 0,70f_{ct}$, mainly just before failure of the beam. According to the expectations, the redistribution of forces took place after appearance of the cracks perpendicular to the element axis, over the central support. Unfortunately also in this series, the quality of execution of the welds connecting both chords of the steel profile with vertical flat irons decided about failure. The ultimate forces were accidental in this situation. Maximum carrying capacity was obtained for the beam 312, in which the ultimate force equal 330kN was close the design capacity under the assumption of the full redistribution. It can be therefore think, that at the proper execution of the welds, the calculated capacity should be obtained in every case.

6. UWAGI KOŃCOWE

Zdaniem autorów udało się zaproponować nowatorskie rozwiązanie konstrukcyjne, które może być z powodzeniem zastosowane w budynkach kubaturowych z silnie obciążonymi podciągami o dużej rozpiętości, bądź też w budownictwie drogowym.

Zaletą tego rozwiązania jest przede wszystkim prostota wykonania w zakładach prefabrykacji. Można bowiem na długim torze rozprowadzić wszystkie ciągną sprężające, a następnie bezkolizyjnie umieścić w gabarytach szalunku profile stalowe. Zastosowanie profilu stalowego złożonego z pasa górnego w postaci kształtownika 1/2HEB oraz pasa dolnego w postaci teownika i połączenia tych pasów podwójnymi płaskownikami przyspawanymi do środków obu tych kształtowników pozwoliło na efektywne zespolenie profilu stalowego z betonem sprężonym i w drugim etapie z betonem monolitycznym. To efektywne zespolenie pozwoliło z kolei na znaczącą redukcję zbrojenia zespalającego profil stalowy z betonem, a tym samym zmniejszyło zużycie materiałów i koszty robocizny.

W efekcie uzyskano element prefabrykowany o dużej nośności, oszczędny materiałowo (mały ciężar jednostkowy), łatwy w wykonaniu (małe koszty robocizny).

6. FINAL REMARKS

In the author opinion, we were able to suggest the innovative construction solution, which can be with success applied in the cubature buildings with strongly loaded binders of big span or also in the road engineering.

The advantage of this solution is first of all the simplicity of the realization in the prefabrication plants. It is possible thus to distribute on the long lines all prestressing tendons and next put the steel profiles in the overall dimensions of the shuttering. The application of steel profile consisted of top chord in form of 1/2HEB profile and bottom chord in form of T-iron and the connection of these two chords with double flat irons welded to the webs of those two profiles, allowed to achieve an effective junction the steel profile with prestressed concrete and in the second stage with the monolithic concrete. that effective junction allowed next to make the significant reduction of the reinforcement connecting the steel profile with concrete and by that to reduce the consumption of the materials and costs of the working power.

As the result we obtain the prefabricated element with big capacity, economical of the materials (small specific weight), easy in the realization (small costs of the working power).

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Staquet S., Rigot G., Detandt H., Espion B., Innovative composite precast prestressed precambered U-shaped concrete deck for Belgium's high speed railway trains
- [2] Leonhardt F., Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbeton – Tragwerken, Der Bauingenieur, Heft 1., Jan 1965, s. 1-15
- [3] Godycki – Ćwirko T., Ścinanie w żelbecie, Arkady, Warszawa 1968, s. 220
- [4] Czekwianianc A., Kamińska M., Metoda nieliniowej analizy żelbetowych elementów prętowych, Studia z zakresu inżynierii, Zeszyt nr 36, KILiW, IPPT, Warszawa 1992, s. 117

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.
11. Bodzak P., Czkwianianc A., *Doświadczalne badania monolitycznych ram żelbetowych strefa skrajnego węzła [Experimental research on RC frames edge joint zone]*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 11, Wydawnictwo Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 2000.
12. Czkwianianc A., Pawlica J., Ulańska D., Skurcz i pęczanie betonów samozagęszczalnych [*Shrinkage and creep of self compacting concrete SCC*], Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 12, Wydawnictwo Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 2004.
13. Kotynia R., Kamińska M.E., *Odkształcalność i sposób zniszczenia żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie materiałami kompozytowymi CFRP [Ductility and failure mode of RC beam strengthened for flexure with CFRP]*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 13, Wydawnictwo Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 2000.
14. Kotynia R., Kamińska M.E., Sowa Ł., Waśniewski T., *Badania doświadczalne żelbetowych belek wzmocnionych na ścinanie materiałami kompozytowymi CFRP [Experimental research on RC beams strengthened for shear with CFRP]*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 14, Wydawnictwo Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 2000.
15. Kotynia R., Kamińska M.E., Ignatowski P., *Badania doświadczalne elementów ściskanych wzmocnionych materiałami kompozytowymi CFRP [Experimental research on CFRP confined RC members]*, Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 15, Wydawnictwo Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 2000.
16. Kotynia R., *Przyczepność zbrojenia kompozytowego do betonu w żelbetowych elementach wzmocnionych za pomocą materiałów kompozytowych CFRP [Bond between composite materials and concrete in reinforced concrete members strengthened with CFRP composites]* Badania doświadczalne elementów i konstrukcji żelbetowych, Z. 15, Wydawnictwo Budownictwa Betonowego Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Łódzkiej, Łódź 2008.