



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV KOVOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF METAL AND TIMBER STRUCTURES

MOŽNOSTI VYUŽITÍ VLÁKNOBETONŮ V OCELOBETONOVÝCH SPŘAŽENÝCH KONSTRUKCÍCH

POSSIBILITY OF USING OF FIBER-CONCRETE AT COMPOSITE STEEL-CONCRETE
STRUCTURES

DISERTAČNÍ PRÁCE
THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

ING. JAN POZDÍŠEK

ŠKOLITEL
SUPERVISOR

DOC. ING. MARCELA KARMAZÍNOVÁ, CSC.

BRNO 2012

ÚVODNÍ ČÁST

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem doktorskou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne

.....
podpis autora

Upřímné poděkování patří doc. Ing. Marcele Karmazínové, CSc. za cenné rady, připomínky a všeobecnou podporu vedoucí k dokončení této práce. Děkuji také ostatním pracovníkům Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí Fakulty stavební VUT v Brně, jejichž kolektivu jsem z mnoha odborných i jiných diskusí čerpal rady, poznatky a zkušenosti. Zvláštní dík patří všem, kteří mi pomohli při přípravě a realizaci experimentální části této práce, zejména Ing. Jiřímu Veselému. Za morální podporu děkuji rodině a přátelům.

ABSTRAKT

Předložená disertační práce je zaměřena na analýzu využití netradičních betonových směsí a jejich přínos u spřažených ocelobetonových konstrukcí. Jedná se zejména o nadpodporovou část spojitých nosníků, kde zpravidla působí záporný ohybový moment. Tyto statické systémy se používají jak v mostním stavitelství, tak i při výstavbě pozemních staveb. V současné době se v oblasti záporných ohybových momentů se statickým působením betonu nepočítá. Proto v této oblasti je účinná pouze ocelová část průřezu, případně betonářská výztuž. Tato práce se zaměřuje na možnost statického využití netradičního betonu i v tahu. Potřebné zlepšení meze pevnosti betonu v tahu je zde dosaženo použitím rozptýlené výztuže v cementové matici v podobě skelných vláken. V úvodní části této práce jsou popsány současné přístupy k navrhování a posouzení výše zmiňovaných stavebních systémů. Dále je zde i popsáno dosavadní využití betonových směsí s rozptýlenou výztuží v praxi.

Experimentální část práce je založena na provedení experimentů, které mají ověřit únosnosti zkušebních těles se sklovláknobetonem. Tyto nosníky jsou tvarově stejné, pouze mají rozdílné ocelové profily (IPE 180, IPE 200, IPE 220) a jsou vyrobeny z oceli řady S235. Délka zkušebních těles je vždy 4000 mm, šířka 1000 mm a tloušťka betonové desky spřažené s IPE nosníky je 100 mm. Betonová deska je spřažena pomocí spřahovacích trnů průměru 14 mm a výšky 75 mm, které jsou umístěny v ose ocelového profilu a vzájemná vzdálenost těchto trnů v podélném směru je 100 mm. Tato tělesa staticky působí jako prosté nosníky, ovšem zatížení je aplikováno tak, aby horní vlákna betonové části průřezu byla tažená, zatímco spodní vlákna ocelové části jsou vystavena tlaku. Tato výše popsaná zkušební tělesa jsou testována za použití různých variant betonových směsí. První směs byla tvořena ze sklovláknobetonu, další směs byla tvořena z prostého betonu a poslední směs byla tvořena sklovláknobetonem s betonářskou výztuží. Pro každou betonovou směs byla vyrobena vždy 3 tělesa pro každou variantu ocelového IPE profilu. Tudiž bylo vyrobeno vždy 9 kusů těles pro každou variantu směsi. Výsledky těchto experimentů sloužily zejména pro verifikaci numerických modelů a pro analýzu vlivu jednotlivých parametrů betonových směsí na celkovou únosnost statického systému.

Teoretická část práce je zaměřena na tvorbu numerických modelů analyzovaného problému metodou konečných prvků. Jako vhodný nástroj pro nelineární analýzu betonových a spřažených konstrukcí byl nejprve použit program ATENA. Ovšem vzhledem ke složitosti a velikosti zkušebního tělesa byl následně pro vytvoření matematického modelu použit program ANSYS. V tomto programu byly jednotlivé materiálové charakteristiky zadávány parametricky. Potřebné parametry pro vytvoření numerického modelu jednotlivých

cementových směsí byly získány jednak ze zkoušek základních zkušebních vzorků, které byly soustavně testovány, a také ze zkoušek již provedených experimentů fasádních dílců, které byly tvořeny stejnou cementovou směsí vyztuženou skelnými vlákny. Tyto experimenty proběhly v letech 2005-2007 na Ústavu kovových dřevěných konstrukcí Fakulty stavební VUT v Brně.

Klíčová slova:

Rozptýlená výztuž, sklovláknobeton, zatěžovací zkouška, spřažená konstrukce

Bibliografická citace práce:

POZDÍŠEK, J. *Možnosti využití vláknobetonů v ocelobetonových spřažených konstrukcích*. Vysoké učení technické v Brně. Stavební fakulta. Ústav kovových a dřevěných konstrukcí. Vedoucí disertační práce Doc. Ing. Marcela Karmazínová, CSc.

ABSTRACT

The aim of the offered thesis is an analysis of usage of uncommon concrete matrix and its contribution to steel-concrete composites structures. It especially refers to the area of internal supports, where usually acts negative bending moments. These statical systems are very often used for bridge structures, or even for building constructions. Nowadays, the static influence of concrete at the area of negative moment is neglected. Only the steel part of cross section and steel reinforcement are included to the static action. This work is focused on the usage of tensile strength of uncommon concrete. The improvement of tensile strength of cement matrix is due to glass fiber reinforcement acting as scattered reinforcing. The introduction is focused on common approach of design of the structures mentioned above. Next, there is a part which describes possibilities of using fibre reinforcing until nowadays.

The experimental part of work was focused on the comparison of bearing capacity of three types of composite steel-concrete beams. Each type of beam was comprised of different concrete matrix. These beams had the same shape, just their steel profiles (IPE 180, IPE 200, IPE 220) were different. The steel profiles were made of steel grade S235. The length of the beams was always 4000 mm, the width was 1000 mm and the thickness of concrete slab, which was interlocked with IPE profile, was 100 mm. The concrete slab was interlocked with IPE due to shear struts with 14mm diameter and 75 mm of height. The position of shear struts was at the center of IPE. The spacing of the shear struts was 100 mm. The beams acted simple supporting girder. The load was applied reversely. It means, the top fibre of concrete slab was tensioned, the bottom part of steel girder was under pressure. These test girders mentioned above were tested with different types of cement matrix. The first cement mixture was comprised of cement matrix and glass fibres, the second one was comprised only of cement matrix and the last one was made of cement matrix, glass fibres and common steel reinforcement. Three beams of each type of IPE profile for each type of cement mixture were made. In other words, nine beams for each cement mixture were made. The results of these experiments served for the verification of numerical models and for the analysis of influence of cement mixture parameters to bearing capacity of static system.

The theoretical part of the work was focused on numerical models of laboratory tests due to finite element method. For the first time the ATENA program was used as appropriate for nonlinear analysis of concrete and composite structures. Unfortunately, the model was very complicated for this program. Next, the ANSYS program was used, and showed to be a more appropriate alternative. The material characteristics of concrete and steel were put into the ANSYS program as their parametric values. The material characteristics of

cement mixture were obtained from the basic test specimens as well as test specimens obtained from experiments of facade panels which were made of the same material (cement matrix with glass fibers reinforcing) as well as girders mentioned above. The experiments of facade panels were made in the test laboratory of the Division of Metal and Timber Structures of the Civil Engineering Faculty at Brno University of Technology, Czech Republic in 2005-2007.

Keywords: Scattered reinforcement, glass fibre concrete, load test, composite structure

Obsah

Význam použitých symbolů	8
1. Úvod	11
1.1. Současný stav problematiky	13
1.1.1. Normy pro navrhování ocelobetonových konstrukcí	15
1.1.2. Některé typy spřažených ocelobetonových konstrukcí.....	16
1.1.3. Chování betonové části spřažených konstrukcí	23
1.1.4. Principy posouzení spřaženého průřezu	24
1.1.5. Užití vláknobetonu	28
1.1.6. Lomová mechanika	34
2. Cíle disertační práce	40
3. Použité metody zpracování výsledků.....	41
3.1. Experimentální metody	41
3.1.1. Materiálové zkoušky pro ověření materiálových vlastností	41
3.1.2. Zatěžovací zkoušky pro ověření únosností	41
3.2. Teoretické metody - matematické modelování	41
3.3. Charakteristické a návrhové hodnoty.....	41
3.4. Metody zpracování výsledků testů	42
3.4.1. Použité statistické metody	42
3.4.2. Metoda navrhování na základě zkoušek.....	45
3.4.2. Podmínky použití metody navrhování na základě zkoušek.....	49
4. Experimentální analýza	50
4.1. Experimentální ověřování materiálových vlastností	50
4.2. Experimentální ověřování materiálových vlastností na elementárních zkušebních vzorcích	50
4.2.1. Experimentální ověřování skutečného působení a únosnosti fasádních dílců vyztužených sítí ze skelných vláken.....	55
4.2.2. Experimentální ověřování skutečného působení a únosnosti fasádních dílců vyztužených rozptýlenou výztuží ze skelných vláken	60
4.3. Vyhodnocení výsledků zatěžovacích zkoušek fasádních dílců vyztužených sítí ze skelných vláken.....	63
4.3.1. Vyhodnocení výsledků zkoušek	63
4.4. Spřažené nosníky	65

4.5. Zkušební tělesa.....	65
4.5.1. Měřicí a zkušební zařízení	68
4.6. Provedení experimentů	68
4.6.1. Zatěžovací zkoušky spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu bez betonářské výztuže	69
4.6.2. Zatěžovací zkoušky spřažených nosníků s deskou z prostého betonu bez výztuže.....	77
4.6.3. Zatěžovací zkoušky spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu s betonářskou výztuží.....	85
4.7. Výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků.....	91
5. Numerická analýza	94
5.1. Popis numerického modelu – program ATENA	94
5.2. Výstupy z numerického modelu – program ATENA	95
5.3. Popis numerického modelu – program ANSYS	96
5.4. Výstupy z numerického modelu – program ANSYS	97
5.5. Výstupy z numerického modelu spřaženého IPE nosníku s prostým betonem – program ATENA	99
6. Vyhodnocení výsledků a závěr	102
6.1. Vyhodnocení výsledků zatěžovacích zkoušek spřažených ocelobetonových nosníků.....	103
6.2. Návrh na stanovení únosnosti	105
6.2.1. Odvození vztahu pro plastickou únosnost.....	106
6.2.2. Odvození vztahu pro pružnou únosnost.....	107
6.3. Vyhodnocení výsledků.....	109
7. Literatura.....	111

Seznam obrázků

Obr. 1.1 Srovnání působení spřažené a nespražené konstrukce	11
Obr. 1.2 Příprava na betonáž mostovky mostu SO 205 – stavba Mohelnice, Stavenice (2009).....	12
Obr. 1.3 Spřažená ocelobetonová lávka v obci Chomoutov u Olomouce	14
Obr. 1.4 Příčný řez spřaženou ocelobetonovou lávkou pro chodce v obci Chomoutov u Olomouce	16
Obr. 1.5 Montážní ztužení mostu Labe u Pirna, Německo	17
Obr. 1.6 Spřažená portovní lávka pro pěší a cyklisty v Českém a Polském Těšíně – dokončena v květnu r. 2012	18
Obr. 1.7 Silové účinky na Sportovní lávce v Českém a Polském Těšíně – dokončena v květnu r. 2012	18
Obr. 1.8 Podélný řez - Sportovní lávka v Českém a Polském Těšíně.....	19
Obr. 1.9 Klasický příčný řez spřaženého mostu s železobetonovou mostovkou – Jablunkov, ČR.....	20
Obr. 1.10 Příčný řez mostu s dvojitým spřažením, Wasseburg, Německo.....	21
Obr. 1.11 Pohled na most le Viaducs du Boulonmais, Francie	21
Obr. 1.12 Příčný řez mostem le Viaducs du Boulonmais, Francie	22
Obr. 1.13 Příklad mostovky s ocelovými příčníky upravenými pro vynášení betonové mostovky	22
Obr. 1.14 Pružný výpočet (kladný moment) – ideální průřez.....	25
Obr. 1.15 Pružný výpočet (negativní moment) - ideální spřažený průřez.....	26
Obr. 1.16 Plastický výpočet při působení kladného momentu – neutrálná osa prochází betonovou deskou.....	27
Obr. 1.17 Plastický výpočet při působení kladného momentu – neutrálná osa prochází ocelovou částí.....	27
Obr. 1.18 Plastický výpočet při působení záporného momentu	28
Obr. 1.19 Ocelová vlákna do betonu.....	29
Obr. 1.20 Detail magistralní trhliny v trámci vyztuženého skelnými vlákny, které plní funkci rozptýlené výztuže.....	31
Obr. 1.21 Porovnání chování materiálů vyztuženého rozptýlenou výztuží a bez výztuže (závislost zatížení-průhyb)	32

Obr. 1.22 Porovnání chování materiálů vyztuženého rozptýlenou výztuží a bez výztuže (utváření trhlin).....	33
Obr. 1.23 Průběh napětí před čelem trhliny při použití LELM.....	36
Obr. 1.24 Složky tenzoru napětí v okolí čela trhliny	37
Obr. 3.1 Lineární regrese	43
Obr. 3.2 „ $r_e - r_t$ “ diagram	46
Obr. 4.1 Uspořádání zkoušek pro ověření materiálových vlastností	51
Obr. 4.2 Porušený elementární zkušební vzorek – vyztužený sítí tvořenou skelnými vlákny.....	51
Obr. 4.3 Porušený elementární zkušební vzorek – vyztužený rozptýlenou výztuží tvořenou skelnými vlákny.....	53
Obr. 4.4 Zkoušené vzorky.....	54
Obr. 4.5 Histogram četnosti meze pevnosti v tahu za ohybu u elementárních vzorků vyztužených sítí ze skelných vláken.....	54
Obr. 4.6 Histogram četnosti meze pevnosti v tahu za ohybu u elementárních vzorků vyztužených rozptýlenou výztuží ze skelných vláken.....	55
Obr. 4.7 Průřez a rozměry fasádních dílců.....	56
Obr. 4.8 Celkové rozměry fasádního dílce	56
Obr. 4.9 Graf závislosti zatížení – průhyb – těleso A1	57
Obr. 4.10 Graf závislosti zatížení – průhyb – těleso A2.....	58
Obr. 4.11 Graf závislosti zatížení – průhyb – těleso A3	58
Obr. 4.12 Graf závislosti zatížení – průhyb – těleso B1	59
Obr. 4.13 Graf závislosti zatížení – průhyb – těleso B2	59
Obr. 4.14 Graf závislosti zatížení – průhyb – těleso B3	60
Obr. 4.15 Schéma umístění průhyboměrů	61
Obr. 4.16 Porušený fasádní dílec s rozptýlenou výztuží.....	61
Obr. 4.17 Graf závislosti průhybu na zatížení v příčném směru řezu u jednoho z dílců – řez 1 – 5 – 9 – 6 - 2	62
Obr. 4.18 Graf závislosti průhybu na zatížení v příčném směru řezu u jednoho z dílců – řez 3 – 7 – 10 - 8 - 4	62
Obr. 4.19 Vztah mezi experimentálními a teoretickými hodnotami dílce vyztuženého sítí ze skelných vláken	64
Obr. 4.20 Schéma příčného řezu zkušebního tělesa.....	66
Obr. 4.21 Příčný řez zkušebním tělesem s osazenými tenzometry.....	67

Obr. 4.22 Zkušební těleso osazené ve zkušebním zařízení.....	67
Obr. 4.23 Průběh ohybového momentu nadpodporové oblasti spojitého nosníku a jeho idealizace použitá při experimentech.....	68
Obr. 4.24 Porušené zkušební těleso – betonová deska vyztužena sklenými vlákny.....	70
Obr. 4.25 Elementární zkušební vzorek osazený tenzometrem	70
Obr. 4.26 Osazení povrchu betonu tenzometry LY41-100/120 HBM.....	71
Obr. 4.27 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 1 (vláknobeton).....	71
Obr. 4.28 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 1 (vláknobeton)	72
Obr. 4.29 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 – 2 (vláknobeton)	72
Obr. 4.30 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 2 (vláknobeton)	72
Obr. 4.31 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 3 (vláknobeton).....	73
Obr. 4.32 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 3 (vláknobeton)	73
Obr. 4.33 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 1 (vláknobeton).....	73
Obr. 4.34 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 1 (vláknobeton)	74
Obr. 4.35 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 – 2 (vláknobeton)	74
Obr. 4.36 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 2 (vláknobeton)	74
Obr. 4.37 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 – 3 (vláknobeton)	75
Obr. 4.38 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 3 (vláknobeton)	75
Obr. 4.39 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220 – 1 (vláknobeton)	75
Obr. 4.40 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 1 (vláknobeton)	76
Obr. 4.41 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220 – 2 (vláknobeton)	76
Obr. 4.42 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 2 (vláknobeton)	76
Obr. 4.43 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220 - 3 (vláknobeton).....	77
Obr. 4.44 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 3 (vláknobeton)	77
Obr. 4.45 Magistrální trhlina v betonové desce při kolapsu zkušebního tělesa s deskou z prostého betonu	78
Obr. 4.46 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 1 (C60/67).....	79
Obr. 4.47 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 – 1 (C60/67).....	79
Obr. 4.48 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 2 (C60/67).....	79
Obr. 4.49 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 2 (C60/67)	80
Obr. 4.50 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 3 (C60/67).....	80
Obr. 4.51 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 3 (C60/67)	80
Obr. 4.52 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 1 (C60/67).....	81
Obr. 4.53 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 – 1 (C60/67).....	81

Obr. 4.54 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 2 (C60/67).....	81
Obr. 4.55 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 2 (C60/67)	82
Obr. 4.56 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 3 (C60/67).....	82
Obr. 4.57 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 3 (C60/67)	82
Obr. 4.58 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220 - 1 (C60/67).....	83
Obr. 4.59 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 – 1 (C60/67).....	83
Obr. 4.60 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220 - 2 (C60/67).....	83
Obr. 4.61 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 2 (C60/67)	84
Obr. 4.62 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220- 3 (C60/67).....	84
Obr. 4.63 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 3 (C60/67)	84
Obr. 4.64 Porušené zkušební těleso s betonářskou výztuží, s označením magistrálních trhlín.....	86
Obr. 4.65 Detail trhlín porušeného zkušebního tělesa s betonářskou výztuží	86
Obr. 4.66 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 1 (oc. výztuž)	87
Obr. 4.67 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 1 (oc. výztuž).....	87
Obr. 4.68 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 – 1 (oc. výztuž).....	87
Obr. 4.69 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 1 (oc. výztuž).....	88
Obr. 4.70 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200- 2 (oc. výztuž)	88
Obr. 4.71 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 2 (oc. výztuž).....	88
Obr. 4.72 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 3 (oc. výztuž).....	89
Obr. 4.73 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 3 (oc. výztuž).....	89
Obr. 4.74 Závislosti zatížení – průhyb, těleso IPE 220 – 1 (oc. výztuž)	89
Obr. 4.75 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 1 (oc. výztuž).....	90
Obr. 4.76 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220- 2 (oc. výztuž)	90
Obr. 4.77 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 2 (oc. výztuž).....	90
Obr. 4.78 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 3 (oc. výztuž)	91
Obr. 4.79 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 3 (oc. výztuž).....	91
Obr. 5.1 Modelovaný nosník.....	95
Obr. 5.2 Schéma modelovaného zkušebního tělesa.....	95
Obr. 5.3 Změna materiálových vlastností betonu s rozptýlenou výztuží.....	96
Obr. 5.4 Numerický 3D model.....	97
Obr. 5.5 Průhyb zkušebního tělesa s nosníkem IPE 200	98
Obr. 5.6 Závislost zatížení – průhyb, IPE 180	98
Obr. 5.7 Závislost zatížení – průhyb, IPE 200	99

Obr. 5.8 Závislost zatížení – průhyb, IPE 220	99
Obr. 5.9 Porovnání průhybů nosníků s experimenty	100
Obr. 5.10 Napětí na nosníku těsně před kolapsem.....	101
Obr. 6.1 Vztah mezi experimentálními a teoretickými hodnotami – M_{th} dle teorie plasticity.....	104
Obr. 6.2 Vztah mezi experimentálními a teoretickými hodnotami – M_{th} dle teorie pružnosti.....	104
Obr. 6.3 Odvození momentu únosnosti u průřezu spřaženého ocelobetonového nosníku s deskou ze sklovláknobetonu – plastický výpočet.....	106
Obr. 6.4 Odvození momentu únosnosti u průřezu spřaženého ocelobetonového nosníku s deskou ze sklovláknobetonu – pružný výpočet.....	108
Obr. 6.5 Ilustrace napětí v průřezu spřaženého ocelobetonového nosníku s deskou ze sklovláknobetonu – těleso IPE 200 - 2	108
Obr. 6.6 Geometrie, zatížení a ohybové momenty na spojitém nosníku	109

Seznam tabulek

Tab. 4.1 Vyhodnocení výsledku z měřených elementárních vzorků s výztužnou sítí ze skelných vláken – variační koeficient 0,207.....	52
Tab. 4.2 Vyhodnocení výsledku z měřených elementárních vzorků s rozptýlenou výztuží ze skelných vláken – variační koeficient 0,297	53
Tab. 4.3 Vyhodnocení výsledků zatěžovacích zkoušek fasádních dílců s výztužnou sítí ze skelných vláken	57
Tab. 4.4 Výstup metody navrhování na základě zkoušek pro dílce vyztužené sítí ze skelných vláken	63
Tab. 4.5 Výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu... ..	92
Tab. 4.6 Výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků s deskou z prostého betonu bez výztuže	92
Tab. 4.7 Výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu s betonářskou výztuží	93
Tab. 6.1 Hodnoty získané výpočtem metodou navrhování na základě zkoušek.....	105
Tab. 6.2 Srovnávací tabulka návrhových momentů únosností.....	110

Význam použitých symbolů

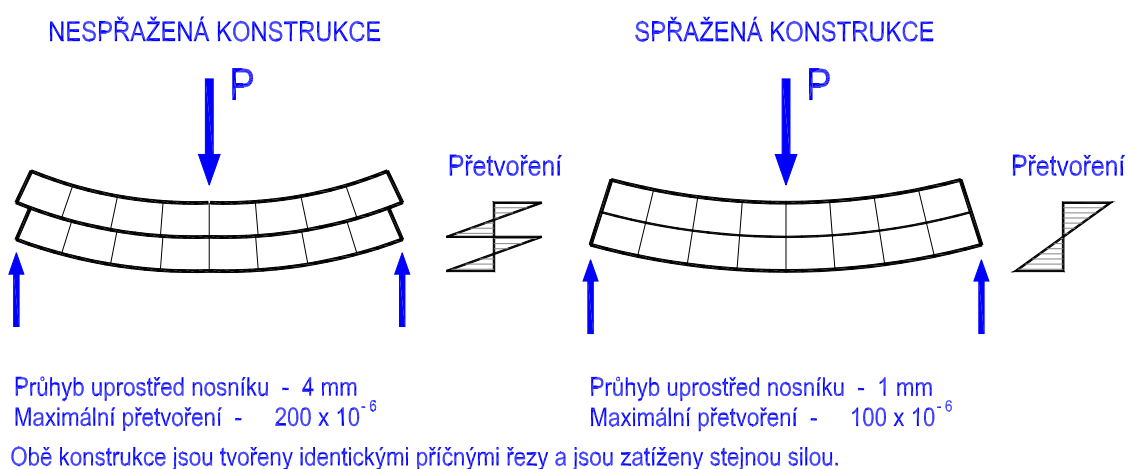
A_a	<i>plocha ocelové části spřaženého průřezu</i>
A_c	<i>plocha betonové části spráženého průřezu</i>
A_f	<i>plocha ocelové pásnice</i>
A_w	<i>plocha stěny ocelového nosníku</i>
A_i	<i>plocha ideálního průřezu</i>
I_i	<i>moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžištní ose</i>
I_a	<i>moment setrvačnosti ocelové části spřaženého průřezu vztažený k těžištní ose ideálního průřezu</i>
I_c	<i>moment setrvačnosti betonové části spřaženého průřezu vztažený k těžištní ose ideálního průřezu</i>
h	<i>výška průřezu</i>
L	<i>rozpětí pole</i>
t_f	<i>tloušťka pásnice</i>
b_f	<i>šířka pásnice</i>
b_{eff}	<i>efektivní šířka spřažené desky</i>
t_w	<i>tloušťka stěny</i>
E_a	<i>modul pružnosti ocelového průřezu</i>
E_c	<i>modul pružnosti betonové části průřezu v tlaku</i>
n	<i>pracovní součinitel</i>
E_t	<i>modul pružnosti betonové části průřezu v tahu v tahu</i>
f_{cc}	<i>krychelná pevnost betonu v tlaku</i>
f_{cd}	<i>návrhová pevnost betonu v tlaku</i>
f_{ct}	<i>pevnost betonu v tahu za ohybu</i>
f_y	<i>mez kluzu ocelového průřezu</i>
f_u	<i>mez pevnosti ocelového průřezu</i>
F_{crack}	<i>síla působící na zkušební těleso při vzniku trhlin</i>
$F_{a,pl}$	<i>mezí síla působící na zkušební těleso při dosažení plastické únosnosti samotného ocelového profilu</i>
$F_{a,el}$	<i>mezí síla působící na zkušební těleso při dosažení elastické únosnosti samotného ocelového profilu</i>
$M_{a,pl}$	<i>mezí moment působící na průřez při dosažení plastické únosnosti samotného ocelového profilu</i>

$M_{a,el}$	<i>mezí moment působící na průřez při dosažení elastické únosnosti samotného ocelového profilu</i>
M_{pl}	<i>plastický moment únosnosti</i>
v_{Rth}	<i>variační koeficient funkce odolnosti</i>
v_{δ}	<i>variační koeficient chybového faktoru</i>
R_{th}	<i>teoretická odolnost dílce</i>
R_{ex}	<i>odolnost dílce získána na základě experimentu</i>
b	<i>korekční faktor</i>
δ	<i>odchylka</i>
$s_{2\Delta}$	<i>odhadnutá hodnota</i>
$E(x)$	<i>průměrná hodnota</i>
δ_i	<i>pozorovaná odchylka pro i-tý zkušební vzorek získána z porovnání experimentálně stanovené odolnosti a průměrné hodnoty opravené teoretické odolnosti</i>
R_k	<i>charakteristická hodnota odolnosti</i>
R_d	<i>návrhová hodnota odolnosti</i>
g_{Rth}	<i>matematický tvar funkce odolnosti</i>
k	<i>charakteristický koeficient pro příslušný kvantit</i>
m_X	<i>průměr veličiny X stanovený z n výsledků náhodného výběru</i>

HLAVNÍ TEXTOVÁ ČÁST

Úvod

Název ocelobetonové konstrukce a mosty se používá pro spřažené konstrukce, které se uplatňují jak v mostním, tak i pozemním stavitelství. Vzniknou spolupůsobením, neboli spřažením dvou různých materiálů, konstrukční oceli a železového betonu, v jeden společně působící celek. Takto vzniklý hybridní konstrukční prvek využívá předností obou stavebních materiálů a zároveň překonává některé nepříjemné vlastnosti, které se mohou projevit, pokud by se oba materiály používaly samostatně. [1] obr. 1.1



Obr. 1.1 Srovnání působení spřažené a nespřažené konstrukce

Výhody spřažených konstrukcí:

- redukce nebo úplné vyloučení montážních podpor
- výroba ocelové části v mostárně na automatické lince
- minimální dokončovací práce na stavbě
- snadné osazení bednicích prvků
- poloautomatické přivařování spřahovacích trnů Nelson-Peco

Ocelové prvky se vyznačují velmi vysokou únosností zejména v tahu. Někdy může být problematická jejich nedostatečná tuhost. Další nevýhodou může být i nutnost zabezpečení ocelových prvků proti ztrátě globální stability (klopení), a to zejména během výstavby. Betonové prvky se naopak vyznačují jako dostatečně tuhé a k jejich přednostem patří dostatečná pevnost v tlaku. Ovšem v oblasti tahového namáhání

přisuzujeme nosnou funkci pouze ocelové výztuži. U spřažených ocelobetoných konstrukcí tak dochází zejména k využití předností obou materiálů.

Při výstavbě spřažené konstrukce bývá zpravidla nejprve vybudován hlavní nosný ocelový prvek, který tvoří podpůrný systém pro betonáž a další příslušenství. Betonová deska může být železobetonová nebo v ojedinělých případech předepnuta volnými či soudržnými kabeley situovanými vně nebo uvnitř průřezu. Většina spřažených ocelobetonových konstrukcí využívá výhod výroby monolitické betonové desky. V mostním stavitelství se někdy můžeme setkat i s prefabrikovanou mostovkou. Používají se konstrukce různých statických systémů.

Vzájemným spřažením obou stavebních materiálů tak vznikají moderní ocelobetonové konstrukční systémy, které nejsou výrobně náročné a jsou provozně spolehlivé. Tato stavební díla splňují veškeré požadavky hospodárnosti, bezpečnosti a životnosti na ně kladené. Ceníme si na nich zejména velké rychlosti při výstavbě a minimální údržbu.



Obr. 1.2 Příprava na betonáž mostovky mostu SO 205 – stavba Mohelnice, Stavenice (2009)

Chování ocelobetonových konstrukcí v provozním stavu je odvislé od zvoleného postupu výstavby. Při výstavbě dochází u konstrukce ke změnám ve statickém chování.

Může probíhat díky montáži či demontáži konstrukčních prvků, postupnému zatěžování, odstraňování dočasných pomocných konstrukcí, nebo také k celkovém změně uložení.

Při návrhu spřažených konstrukcí se musíme umět vypořádat zejména s problémy jak u ocelové části (vhodné řešení detailů, křížení svarů, stabilita štíhlých prvků, funkčnost spřahovacích prostředků, únavové namáhání), tak u masivní části betonové desky (reologické vlastnosti, smykové ochabnutí, redistribuce ohybových momentů po vzniku trhlin v betonové desce, postup betonáže desky).

Předložená disertační práce je zaměřena na problematiku **chování reálné spřažené konstrukce, a to zejména v oblasti působení záporných ohybových momentů, za použití netradičních betonových směsí, v podobě sklovláknobetonů**. Práce je rozdělena do šesti kapitol. V úvodní kapitole je dokumentován stručný přehled současného stavu problematiky spřažených konstrukcí. V druhé kapitole jsou popsány cíle disertační práce. Ve třetí kapitole jsou stručně pojmenovány metody řešení. Čtvrtá kapitola popisuje výsledky z již provedených zkoušek sklovláknobetonových fasádních dílců, které byly provedeny na Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí VUT v Brně a dále jsou zde prezentovány zkoušky reálných spřažených nosníků a jejich vzájemné porovnání. Pátá kapitola je věnována matematické simulaci provedených experimentů metodou konečných prvků a porovnání těchto výsledků s experimenty. V šesté kapitole jsou shrnuty výsledky práce.

1.1. Současný stav problematiky

Ocelobetonové spřažené konstrukce a mosty jsou relativně mladé konstrukční systémy, které se výrazněji začaly uplatňovat po skončení druhé světové války. Výrazný rozmach v oblasti výzkumu a vývoje spřažených konstrukcí přinesl v posledních desetiletích pokrok jednak v teorii navrhování a jednak i velký počet realizací. Byla přijata metodika navrhování konstrukcí dle mezních stavů. Výsledky prací o únavovém namáhání byly včleněny do prvního mezního stavu únosnosti, šířka trhlin v tažených oblastech betonové části průřezu je kontrolována v druhém mezním stavu použitelnosti [2], [3]. V posledních letech se objevily i nové spřahovací konstrukční prvky, například pomocí perforované spřahovací lišty [4], [5], a nové konstrukční řešení s dvojitým spřažením. Zejména v oblasti mostního stavitelství se kromě klasického spřažení v místě horního pásu ocelového prvku po celé délce mostu objevuje další oblast

spřažení – dolní ocelová pásnice, a to v místech působení negativních ohybových momentů nad vnitřními podporami [6].



Obr. 1.3 *Spřažená ocelobetonová lávka v obci Chomoutov u Olomouce*

Přehled současného stavu problematiky spřažených konstrukcí je dále členěn do šesti podkapitol. V kapitole 1.1.1, která se nazývá Přehled norem, je uveden stručný vývoj před listopadem 1989 vzhledem k nynějšímu přechodu na navrhování konstrukcí dle Eurokódů.

V kapitole 1.1.2 jsou uvedeny některé typy spřažených konstrukcí. Jsou zde ukázány i architektonicky zajímavé konstrukce včetně stručného popisu montáže ocelové konstrukce a betonáže betonové mostovky. Tento výčet typů konstrukcí samozřejmě není vyčerpávající, je jen výběrem zajímavých a často používaných konstrukcí v souvislosti s tématem předkládané disertační práce.

Kapitola 1.1.3 je zaměřena na problémy spřažených konstrukcí, a to zejména na problematiku spřažené betonové mostovky. Jsou zde uvedeny komplikace jednak během výstavby, jednak při provozu konstrukce, které mohou vést k nákladným opravám nebo dokonce k předčasnému ukončení životnosti konstrukce. Je zde čerpáno jak z odborné literatury, tak i ze zkušeností autora této disertační práce, které jsou získávány během autorova působení v projekční kanceláři v tuzemsku i v zahraničí.

Kapitola 1.1.4 je zaměřena na popis principu posouzení spřaženého průřezu.

V kapitole 1.1.5 je popsáno současné užití vláknobetonů v praxi.

Kapitola 1.1.6 je věnována jedné z klíčových vlastností materiálu z vláknobetonu - odolnosti proti vzniku a šíření trhlin. Problematikou vzniku a šíření trhlin, stejně jako křehkým lomem a určení zbytkové životnosti se zabývá obor zvaný Lomová mechanika.

1.1.1. Normy pro navrhování ocelobetonových konstrukcí

Vzhledem k časové prodlevě prací v předlistopadové normotvorné činnosti [7] byl stav norem pro navrhování ocelobetonových konstrukcí a mostů následující: V té době již zastaralá norma [8] zpracovaná dle metodiky dovolených namáhání měla být aktualizována a začleněna do souboru českých norem ČSN věnovaných spřaženým konstrukcím. Do listopadu 1989 se ovšem podařilo aktualizovat pouze [9]. Pro potřeby navrhování ocelobetonových konstrukcí byly tudíž vydány resortní směrnice [10] a [11], které čerpaly z mnohaletého výzkumu prováděného VPÚ Praha.

Z asociační dohody mezi ČR a ES vyplýval pro ČR závazek harmonizovat soustavu národních norem se soustavou norem evropských. V praxi to znamenalo osvojení si evropských a navazujících mezinárodních norem do systému českých norem, kdy tvorba národních norem byla omezena pouze na nezbytné minimum.

Neuspokojivý stav českých národních norem pro spřažené konstrukce a mosty pomáhaly dočasně překlenout [12], které umožňovaly navrhovat konstrukce na zatížení dle ČSN [13], [14] a posouzení konstrukcí již dle metodiky mezních stavů (MS) v souladu s přijetím navrhování na metodiku MS používaných v Eurokódech.

V posledních letech proběhl proces začlenění Eurokódů do systému norem ČSN. Nejprve byly zavedeny překladem evropských norem zabývajících se betonovými a ocelovými konstrukcemi a mosty (Eurokód 2 a 3). V roce 1998 byla vydána přednorma [15], která byla základní normou pro navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí. Tyto jsou označeny ČSN P ENV.

K poslednímu dni roku 1999 byla zrušena závaznost (nikoliv však platnost) ČSN zákonem č. 22/1997 sb., to znamenalo, že používání Eurokódů bylo postaveno na stejnou úroveň jako navrhování konstrukcí dle platných národních norem.

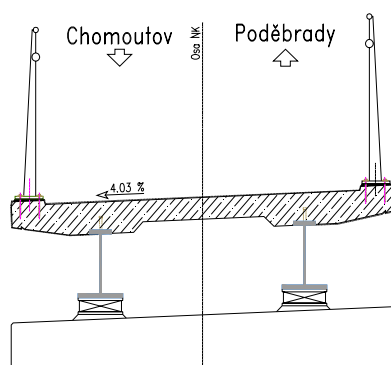
Vzhledem k tomu, že původní norma [8] neodpovídala zcela potřebám navrhování ocelobetonových konstrukcí, byla 1.6.2000 zrušena.

V následném období se ocelobetonové konstrukce a mosty navrhovaly dle [15] a [16], které se odkazovaly na ostatní Eurokódy 2 a 3 zejména na [17], [18], [19], přičemž zatížení se uvažovalo dle Eurokódu 1.

V současné době se již používají pro navrhování nových ocelobetonových konstrukcí pouze Eurokódy. Evropské normy EN byly do systému norem ČSN přeloženy jako ČSN EN. Od roku 2010 přestaly platit ČSN a přednormy ČSN P ENV.

1.1.2. Některé typy spřažených ocelobetonových konstrukcí

V mostním stavitelství se ocelobetonové konstrukce také velmi používají. V České republice je přibližně 80 procent ocelových silničních mostů spřažených. Použití ocelobetonových mostních konstrukcí není v mostním stavitelství omezeno velikostí rozpětí. Přemostění malých či středních rozpětí se často provádí za použití trémových mostů (typický tvar příčného řezu uveden na obr. 1.5), v literatuře se tento typ příčného řezu často uvádí jako klasická ukázka spřažených ocelobetonových mostů [21], [22]. Je charakterizován soustavou podélných ocelových hlavních nosníků s mezilehlými příčníky, které vynášejí železobetonovou desku spřaženou s horními pásnicemi. V příčném směru železobetonová deska roznáší i lokální účinky nahodilého zatížení dopravou (nápravové tlaky) Tím dochází k rovnoměrnějšímu namáhání hlavních ocelových prvků. V tlačené oblasti se betonová deska významně podílí na přenosu podélných normálových napětí. Betonová část průřezu také několikanásobně zvýší tuhost celého spřaženého příčného řezu.



Obr. 1.4 Příčný řez spřaženou ocelobetonovou lávkou pro chodce v obci Chomoutov u Olomouce

U mostů s větším rozpětím polí se kromě příčně poddajného otevřeného průřezu ocelobetonových mostů klasického typu často setkáváme s uzavřeným komorovým průřezem charakteristickým značnou torzní tuhostí [23]. Ocelovou část tvoří při montáži obvykle otevřené koryto, které je torzně uzavřeno až po spojení s železobetonovou deskou, (obr. 1.6), tudíž v montážním stadiu je potřeba konstrukci posoudit z hlediska stability a také prověřit funkčnost ocelového průřezu na účinky kroucení. Z tohoto důvodu se pro montáž konstrukce často navrhuje provizorní ztužení horní části průřezu.



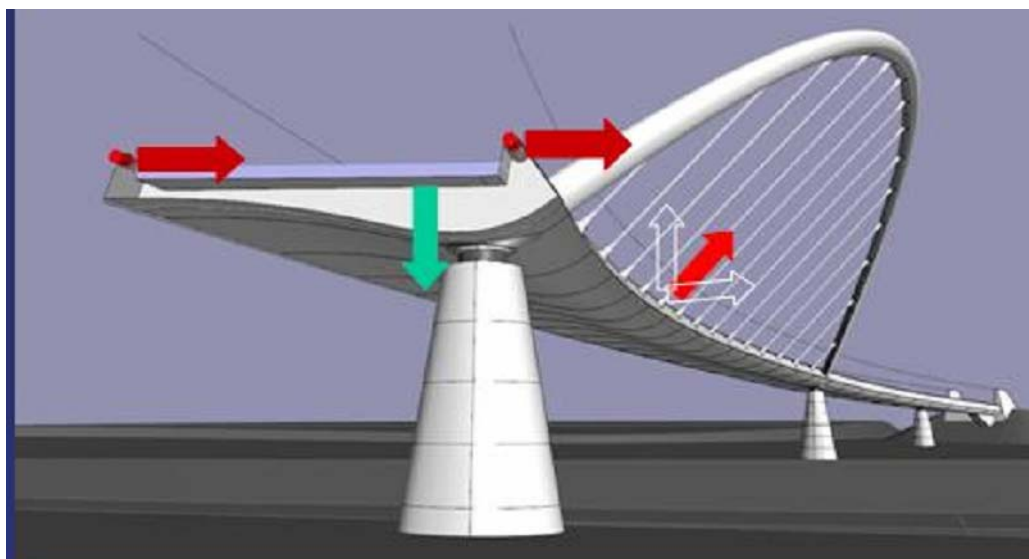
Obr. 1.5 Montážní ztužení mostu Labe u Pirna, Německo

Pokud uvažujeme s betonovou deskou jako s plnohodnotnou součástí spráženého ocelobetonového průřezu, je třeba zajistit, aby nebyla tato deska porušena velkými trhlinami. Tohoto požadavku může být dosaženo například návrhem konstrukce jako omezeně předpjatého prvku, aby ani při nejnepříznivější poloze nahodilých zatížení nebylo dosaženo maximálního přípustného tahového napětí v betonu. Tato filozofie návrhu konstrukce byla přijata například při realizaci mostu přes řeku Odru na dálnici D47, nebo na moderní, architektonicky originální lávce v Českém a Polském Těšíně, dokončené v roce 2012, (obr. 1.7).



Obr. 1.6 Spřažená portovní lávka pro pěší a cyklisty v Českém a Polském Těšíně – dokončena v květnu r. 2012

Tato velice moderní progresivní konstrukce je tvořena spřaženým komorovým trámem, který je v hlavním poli vynášen skloněným obloukem, který je rovněž uvnitř vyplněný betonem. Přepínací kabely zde tedy plní funkci dvojí. Jednak stabilizují konstrukci a zabraňují tak jejímu zkroucení (obr. 1.8), jednak zabraňují vzniku a rozvoji trhlin v betonové mostovce.



Obr. 1.7 Silové účinky na Sportovní lávce v Českém a Polském Těšíně – dokončena v květnu r. 2012

Na obrázku 1.8 jsou znázorněny stálé účinky na lávku. Šikmá šipka naznačuje působení táhel vynášejších mostovku, zelená šipka ukazuje působení vlastní tíhy lávky

a působení ostatního stálého zatížení, popřípadě chodců. Vodorovné šipky znázorňují stabilitní účinky předpínacích kabelů, díky radiálním účinkům předpětí, umístěných v ocelovém průřezu.

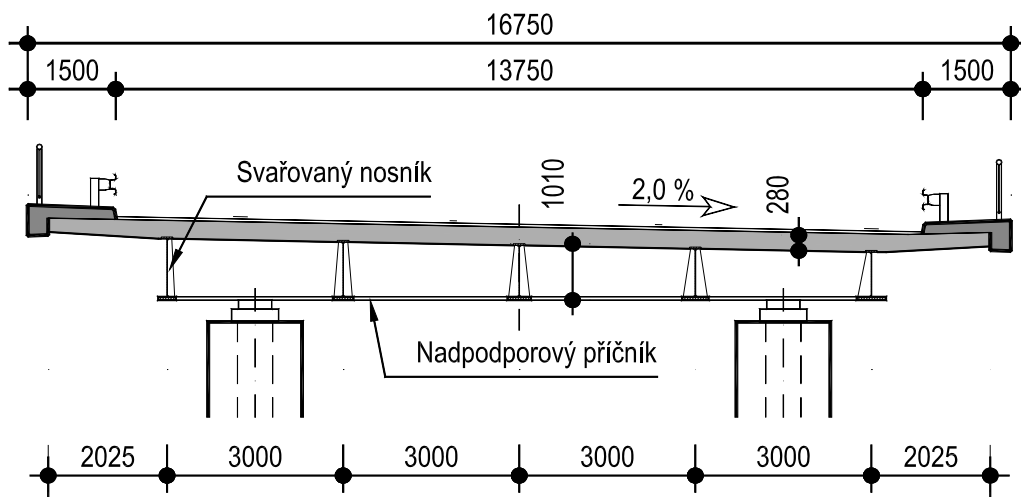
Zatěžovací zkoušky zde potvrdily správné předpoklady projektanta a trhliny v betonové mostovce nevznikly ani během výstavby konstrukce, ani po plném zatížení lávky.



Obr. 1.8 Podélný řez – Sportovní lávka v Českém a Polském Těšíně

Vzniku trhlin se samozřejmě předchází i během výstavby. Zejména u spojitých trémových konstrukcí má značný vliv na vznik trhlin postup betonáže betonové části ocelobetonového průřezu. Z tohoto důvodu se tedy nejprve betonují vnitřní a vnější pole spojitého systému a teprve po dokončení všech polí se teprve začne s betonáží nadpodporových oblastí konstrukce. V opačném případě by se už během betonáže polových částí díky přírůstku negativních momentů nad vnitřními podporami potrhaly nadpodporové části konstrukce již během výstavby konstrukce.

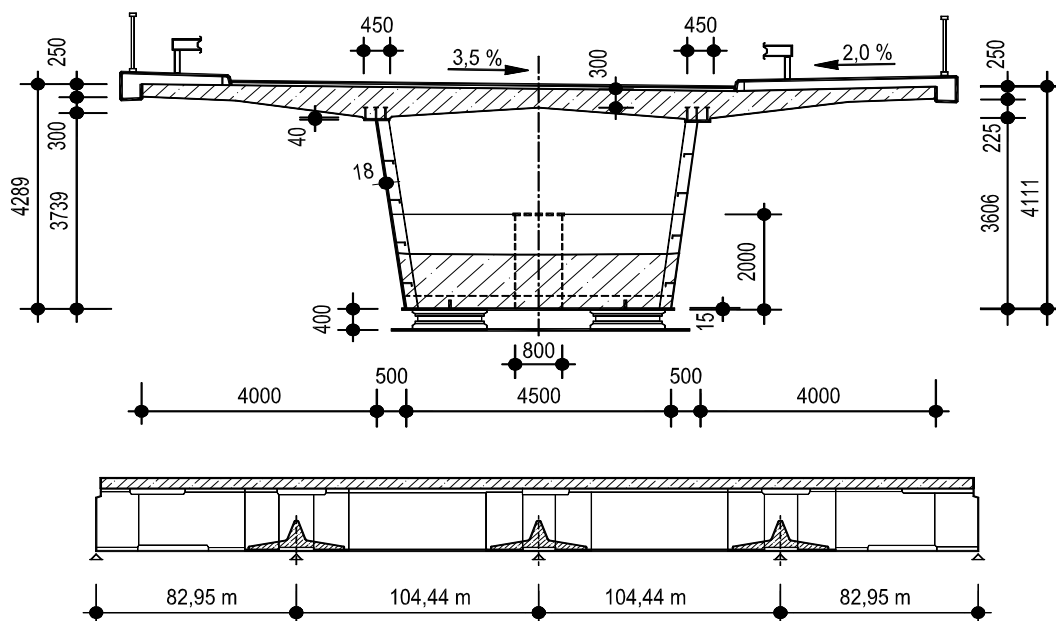
U trémových konstrukcí s klasickým tvarem příčného řezu neomezuje trhliny v betonové desce provozuschopnost konstrukce, a proto se do jisté míry připouští. Kontroluje se však jejich maximální šířka. U tohoto konstrukčního systému se tedy většinou setkáváme pouze s železobetonovou horní deskou, kdy negativní ohybový moment nad vnitřními podporami je přenášen pouze díky dvojici sil v ocelovém nosníku a v klasické betonářské výztuži. Zde betonová část průřezu nemá žádnou statickou funkci, pouze zajišťuje spolupůsobení betonářské výztuže [24], [25] (obr. 1.9).



Obr. 1.9 Klasický příčný řez spřaženého mostu s železobetonovou mostovkou –
Jablunkov, ČR

Trendy ve vývoji ocelobetonových mostů pokračovaly vznikem nových konstrukčních systémů, jejichž hlavním návrhovým kritériem byla snaha o optimální využití výhod oceli a betonu. V literatuře i v realizacích se tak setkáváme s příklady použití takzvaného dvojího spřažení. Zde se betonová deska objevuje nejen u horního pásu ocelového nosníku, ale i u dolního [26], [27]. Se spřažením dolního pásu ocelového průřezu s betonovou deskou se samozřejmě setkáváme převážně v oblasti negativních momentů, tedy zejména v oblasti nad vnitřními podporami u spojitých systémů.

Dolní spřažený pás významně zvyšuje tuhost průřezu a redukuje cenu konstrukce, neboť snižuje hmotnost ocelové části průřezu jednak nad podporou, jednak v poli, díky zamezení přerozdělení vnitřních sil poklesem tuhosti nadpodporových příčných řezů. Tohoto systému bylo využíváno při realizaci konstrukcí zejména ve Švýcarsku, Holandsku a bývalé Jugoslávii v polovině sedmdesátých let. V sousedním Německu bylo dvojitého spřažení využíváno při realizaci silničních i železničních mostů, (obr. 1.10).

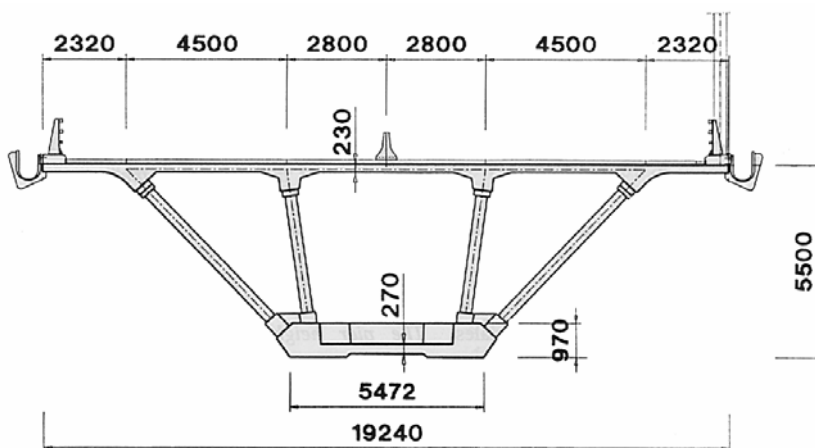


Obr. 1.10 Příčný řez mostu s dvojím spřažením, Wasseburg, Německo

V mostním stavitelství je rovněž patrný trend vylehčování konstrukcí [28]. Tohoto řešení se využívá zejména u mostů větších a středních rozpětí, které jsou budované na výsuvné skruži či vysouváním. Snaha o snížení vlastní hmotnosti ocelové části mostu vede k použití prolamovaných stěn ocelových plechů nebo k použití ocelových příhradových systémů [29], [30].



Obr. 1.11 Pohled na most le Viaducs du Boulonmais, Francie



Obr. 1.12 Příčný řez mostem le Viaducs du Boulonmais, Francie

V podélném směru se můžeme u trámových mostů setkat s prostým či spojitým nosníkem s náběhem či bez. Samozřejmě volba statického systému závisí na charakteru přemostovaného území.

U mostů, kde příčný řez je tvořen komorovým průřezem s konzolovitě vyloženou mostovkou, může být mostovka v příčném směru předepnuta soudržnými kabelem, popřípadě ji mohou vynášet ocelové příčníky, (obr. 1.14).



Obr. 1.13 Příklad mostovky s ocelovými příčníky upravenými pro vynášení betonové mostovky

1.1.3. Chování betonové části spřažených konstrukcí

Problémy betonové části průřezu ocelobetonových spřažených konstrukcí ve své podstatě vyplývají z vlastností použitého materiálu – betonu. Beton, jak známo nevykazuje dostatečnou pevnost v tahu, která je přibližně o řád menší než jeho pevnost v tlaku. Při překročení meze pevnosti betonu v tahu dochází ke vzniku trhlin, která mají zásadní vliv jednak na mechanické vlastnosti ocelobetonových průřezů a jednak degradují i celkovou trvanlivost konstrukce. Dalším neblahým vlivem trhlin na konstrukci je takzvané tahové zpevnění, kdy otevřením trhlin klesne tuhost průřezu, beton se snaží po tahovém napnutí zpětně zkrátit a tím dochází k nárůstu napětí v betonářské výztuži. Vlivem zvětšení tahového napětí v betonářské výztuži se zvětší i šířka trhlin.

V odborných textech lze nalézt velké množství prací zabývajících se řešením tří základních typů úloh.

- vliv trhlin v betonové desce na životnost konstrukce, kdy únosnost desky musí odolat vlivům vnějšího prostředí, aniž by došlo ke zhoršení materiálových vlastností
- vliv trhlin na mechanické chování spřažené konstrukce, kdy je hledán vztah mezi zatížením a odezvou konstrukce (průhyb, šířka trhlin, redistribuce vnitřních sil)
- prevence proti vzniku a šíření trhlin v konstrukci vhodně zvoleným montážním postupem i vhodně zvolenou maticí sklovláknobetonu použitého pro spřažení ocelobetonové konstrukce. Tato disertační práce se zaměřuje zejména na tento třetí typ úlohy.

Vznik a šíření trhlin v betonové desce u ocelobetonových konstrukcí je způsoben primárními a sekundárními vlivy [34], [35]. Primární vliv je přímý vliv zatížení, kdy u spojitých statických systémů nad vnitřními podpěrami vzniká v betonové desce tah od jakéhokoli svislého zatížení. Sekundární vliv, nepřímo působící, se uplatňuje vzhledem k rozdílným reologickým vlastnostem oceli a betonu. Zde vznikají v betonové části trhliny díky spolupůsobení s ocelovou částí průřezu, které po spřažení brání zkrácení betonu. Díky zkracování desky vlivem smršťování vznikají tak v betonu významné tahové síly a to již ve stádiu dokončení betonáže [36].

Pevnost betonu narůstá časem. Zároveň se ovšem smršťuje a od stálých účinků zatížení i dotvaruje [37] [38]. Velikost tahových sil v betonu je tak značně ovlivněna

časem vnesení primárního zatížení s ohledem na pevnost tvrdnoucího betonu. Vlivem sekundárních účinků dochází po celé délce konstrukce k nárůstu tahových sil v čase.

Pro omezení reologických účinků dotvarování a smršťování se v literatuře doporučuje správný návrh složení betonové směsi a dodržení správného postupu ošetřování čerstvého betonu. Dále se doporučuje betonovat konstrukci po úsecích [39], [40].

V současné době se u ocelobetonových konstrukcí uplatňují tři přístupy k řešení výše popsaných problémů.

- První přístup je veden snahou předejít vzniku trhlin v betonu podélným předpětím. Této koncepci se užívá zejména v mostní stavitelství a to u komorových spřažených průřezů. Toto řešení má samozřejmě své omezení, které pramení zejména z možností konstrukčního uspořádání kabelů podélného předpětí.
- Druhý přístup umožňuje v omezené míře vzniku trhlin. Zde je třeba kontrolovat šířku trhlin a počítat s dalšími vlivy s tímto spojenými (redistribuce vnitřních sil). Dle [15] nelze použít plastické rozdělení napětí při stanovení únosnosti předpjatého ocelobetonového průřezu. Proto se druhý přístup jeví jako zajímavé řešení, které může zjednodušit konstrukci a zredukovat cenu stavebního díla.
- Třetí přístup je veden rovněž snahou předejít vzniku trhlin a to díky vhodně navržené betonové směsi a vhodným postupem výstavby. Samozřejmě tohle řešení v současné době nelze uplatnit pro velké stavby mostů o velkých rozpětích středních polí.

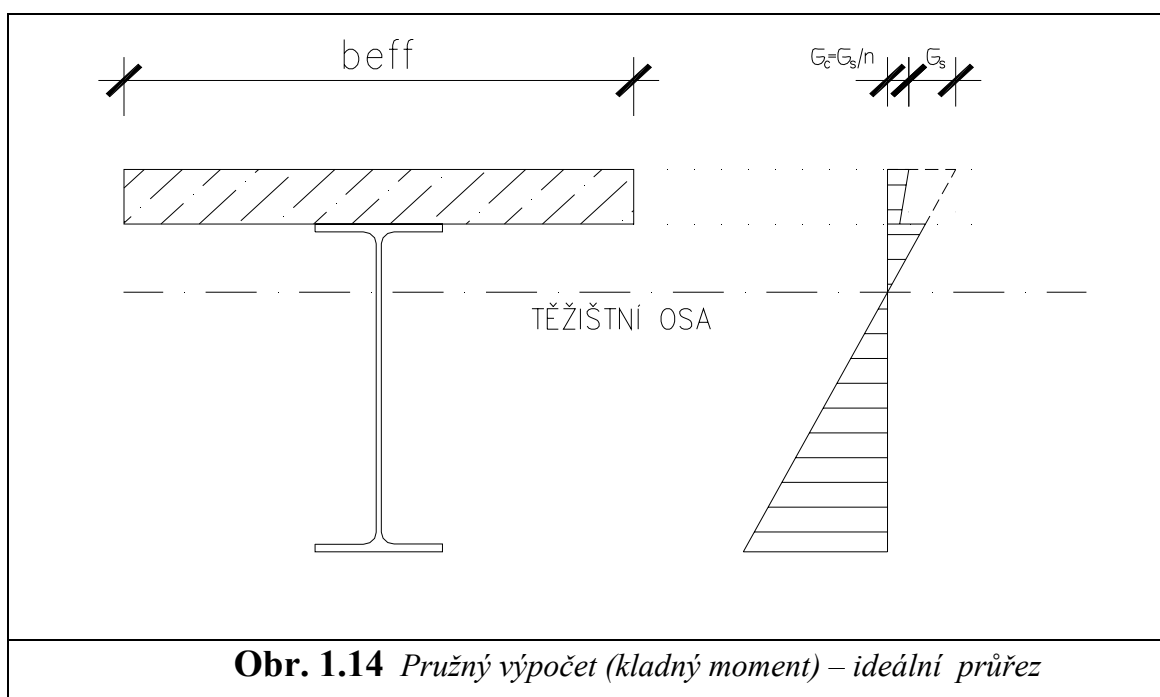
1.1.4. Principy posouzení spřaženého průřezu

Průřezy spřažených ocelobetonových nosníků namáhaných ohybovým momentem lze posoudit na základě pružného nebo plastického působení [16], [20]. Při působení kladného ohybového momentu lze plasticity využít při návrhu na mezní stav únosnosti velmi často, neboť u většiny průřezů je celý ocelový profil nebo jeho značná část tažená. Obecně platí zásada použití plastického výpočtu pouze pro průřezy třídy 1 nebo 2 a za podmínky nepoužití předpětí pomocí kabelů [20]. Mezní stav použitelnosti je ovšem nutné posoudit i v tomto případě za předpokladu pružného působení. Pružná analýza a nelineární teorie pro výpočet únosnosti lze použít pro jakoukoli třídu průřezu.

Při pružném výpočtu je třeba uvážit rozdílné moduly pružnosti oceli a betonu. Toho je zohledněno v průřezových charakteristikách tzv. ideálního průřezu, kde parametry betonu jsou převedeny na ekvivalentní ocelový průřez pomocí tzv. pracovního součinitele.

$$n = E_a / E_c$$

Pomocí modulu pružnosti betonu lze do výpočtu zahrnout vlivy jako jsou dotvarování a smršťování. Pokud se nepoužije přesnější časově závislá analýza, lze použít do výpočtu průměrný modul pružnosti betonu, který činí přibližně 50 procent sečnového modulu pružnosti.



Obr. 1.14 Pružný výpočet (kladný moment) – ideální průřez

Průřezová plocha ideálního průřezu se vypočítá jako:

$$A_i = A_a + A_c / n$$

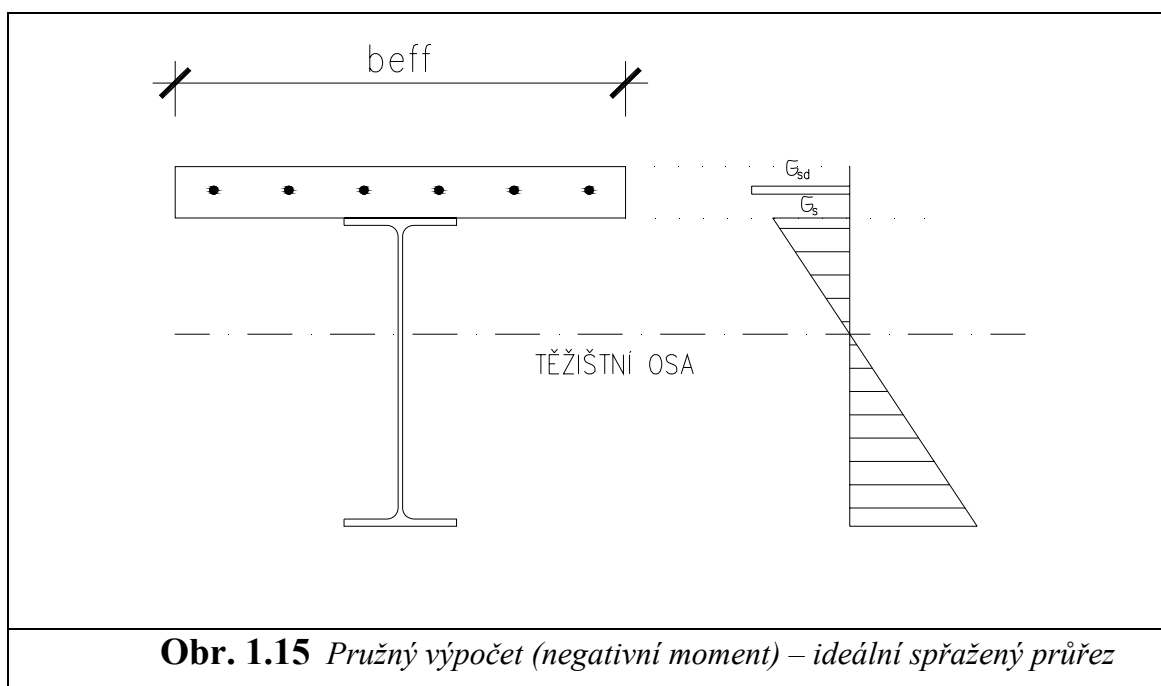
kde A_a je plocha ocelové části průřezu a A_c je plocha tlacené spolupůsobící betonové desky. Moment setrvačnosti ideálního průřezu k jeho těžištní ose se stanoví:

$$I_i = I_a + I_c / n$$

Zde je I_a moment setrvačnosti ocelového průřezu k těžištní ose ideálního průřezu a I_c je momentem setrvačnosti betonové části průřezu k těžištní ose ideálního průřezu. Průběh napětí ideálního průřezu je zobrazen na obrázku výše.

Pokud je spřažený průřez vystaven účinkům negativního ohybového momentu, betonová část spřaženého průřezu se nezapočítává. Beton pouze zajišťuje soudržnost

betonářské výztuže, která se ovšem do průřezových charakteristik spřaženého průřezu naopak započítá.



N tomto obrázku lze vidět průběh napětí na spřaženém průřezu, kde je vrchní část tažena a dolní část naopak tlačena.

Je třeba zohlednit rozdílné tuhosti obou průřezů (za působení kladného a záporného ohybového momentu). Tento jev samozřejmě ovlivňuje jak deformace, tak přerozděluje vnitřní síly po délce konstrukce [20].

Při plastickém výpočtu je opět třeba rozlišovat kladný a záporný ohybový moment. Při působení kladného ohybového momentu mohou nastat dva případy. Neutrálná osa může procházet betonovou deskou, nebo ocelovým průřezem. U prvního případu se poloha neutrálné osy vypočítá z rovnosti:

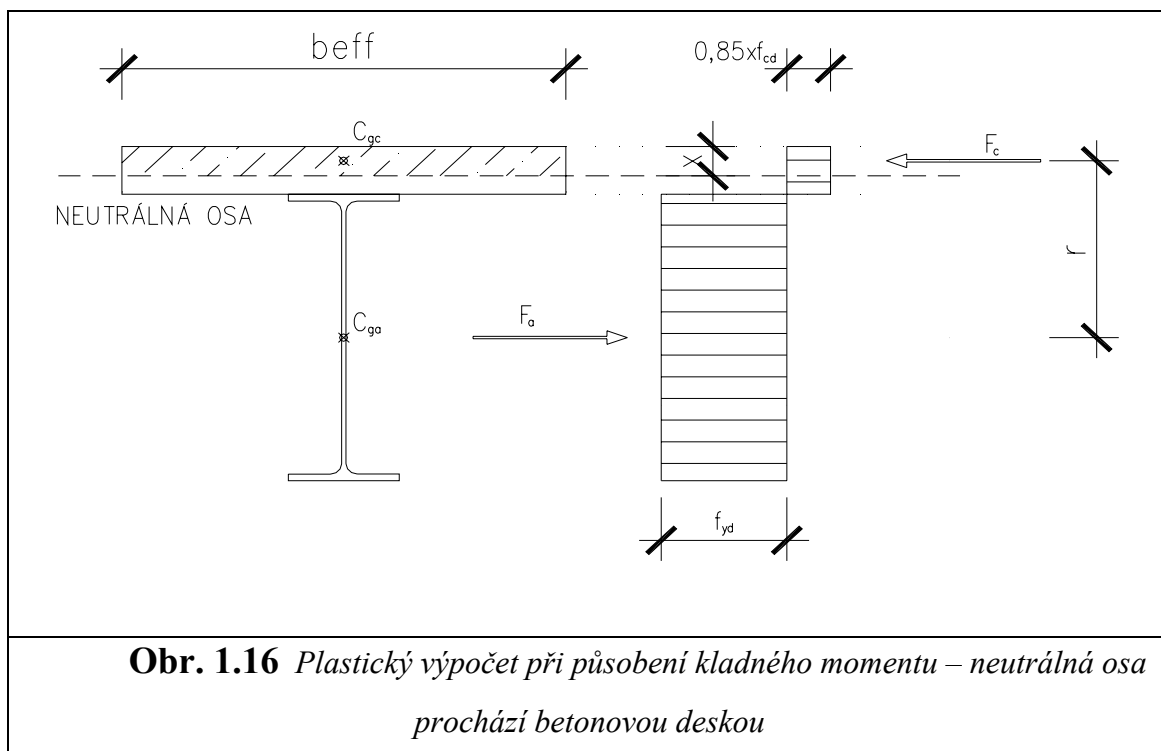
$$F_a = F_c$$

$$F_a = A_a f_{yd} \text{ a } F_c = 0,85 b_{eff} f_{cd}$$

$$X = A_a f_{yd} / 0,85 b_{eff} f_{cd}$$

plastický moment únosnosti je potom:

$$M_{pl,Rd} = F_a r = F_c r$$



Prochází-li neutrálná osa ocelovým průřezem, platí:

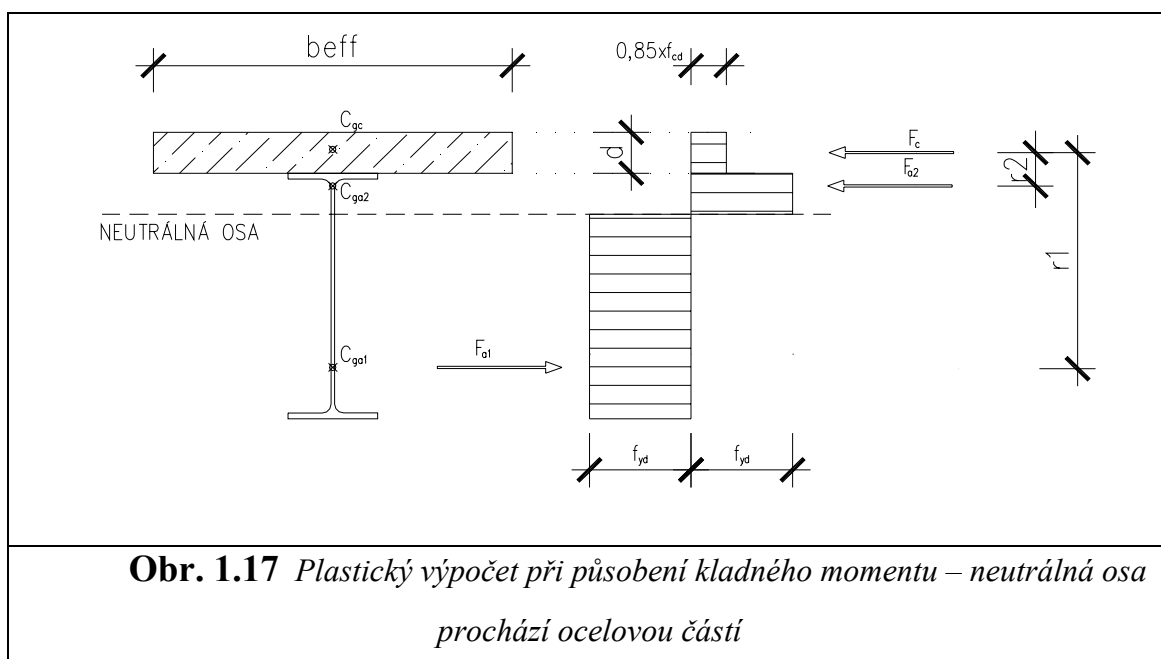
$$F_{a1} = F_{a2} + F_c$$

$$F_{a1} = A_{a1} f_{yd}$$

$$F_{a2} = A_{a2} f_{yd}$$

$$F_c = d \times b_{eff} 0,85 f_{cd}$$

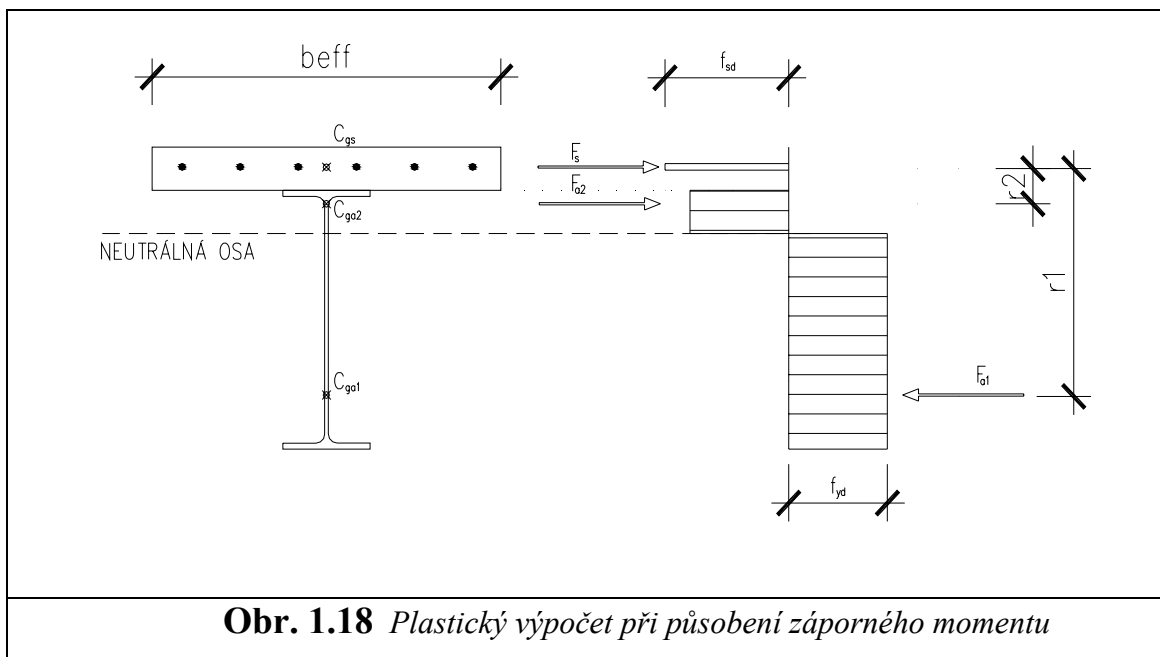
$$M_{pl,Rd} = F_{a1} r_1 - F_{a2} r_2$$



Při působení záporného momentu je nutné do průřezu započítat taženou výztuž přenášející tahové namáhání v betonu, který se do průřezu nezapočítává.

Výpočet polohy neutrálné osy je analogický k předcházejícím případům.

$$F_{a1} = F_{a2} + F_s$$



1.1.5. Užití vláknobetonu

V poslední době se stále více zdůrazňuje využití cementových kompozitů vyztužených vlákny z různých materiálů (ocel, sklo, uhlík,...) které mohou tvořit rozptýlenou výztuž, nebo jsou tato vlákna spojena a vytváří tak pravidelné soustavy.

Vláknobeton patří k perspektivním, dynamicky se vyvíjejícím materiálům ve stavebnictví. Jejich velkou výhodou je duktilita, kterou určuje typ a množství užitých vláken. Využití duktility rozšiřuje oblast praktických aplikací vláknobetonů na konstrukce vyztužené betonářskou a předpjatou výztuží.

Použití vláken jako výztuže do betonu zaručuje při dokonalém zpracování směsi vyztužení celého profilu se současným využitím všech příznivých vlivů působení rozptýlené výztuže v betonu. Betony vyztužené těmito vlákny představují homogenní materiál, jehož pevnost je určena kombinací hodnot jeho dvou základních složek - betonu a výztuže.

Obecně lze konstatovat, že oproti prostému betonu je beton vyztužený vlákny všestranně hodnotnější a houževnatější. Výztužná vlákna zachycují převážně tahová namáhání a brání vzniku mikrotrhlin od smršťování a rozvoji tahových trhlin v konstrukci. Těmto vlastnostem, betonové směsi a výztuže, které brání vzniku a rozvoje trhlin se přikládá rozhodující význam.

- Používaná výztužná vlákna

V současné době se používá nepřeborné množství druhů vláken, které plní funkci výztuže ve vláknobetonech. Tato výztužná vlákna se vyrábí ze širokého spektra materiálů a uplatňuje se i velké množství tvarů. Pro optimální využití obou materiálů (betonové směsi a vláken) je třeba dbát na technologii zpracování vláknobetonové směsi, čímž se zabrání, aby se vlákna sbalovala do shluků.

- Výztuž z ocelových vláken (drátkobeton)

Ocelová vlákna dodávají drátkobetonu schopnost deformovat se a přenášet tahová namáhání při překročení vrcholové tahové pevnosti i po vzniku trhlin. Mezní poměrné přetvoření je větší než u prostého betonu. Vzrůst tahové pevnosti drátkobetonu je zhruba závislý na hodnotě objemového vyztužení ocelovými vlákny.



Obr. 1.19 Ocelová vlákna do betonu

Na obr. jsou znázorněny příklady používaných ocelových vláken. Mohou to být vlákna vyrobená z ocelové pásky za studena válcované s typickým kotvicím profilem po celé délce vlákna. Tato úprava způsobuje, že se vlákna v místě porušení mohou minimálně posouvat a sledovat rozšiřování trhlin. Další typ vláken je vyroben z ocelového drátu s vysokou pevností v tahu, se zahnutými kotvicími konci, kterými je toto vlákno v betonu zakotveno. Vláken podobného typu je samozřejmě více a všechna mají společné vlastnosti (vysoká pevnost v tahu) a takový tvar, aby nejlépe spolupůsobila s betonem.

- *Výztuž ze skelných vláken*

Z analýzy potřeb na stavebním trhu vyplývalo, že největší uplatnění rozptýlené výztuže bylo u desek na zemním podloží (podlahy výrobních, skladovacích a komerčních hal). Ekonomický návrh těchto desek využívá tzv. reziduální pevnost vláknobetonu, schopnost přenášet vnější zatížení i po vzniku trhlin a tím umožnit přerozdělení napětí v desce na zemní podloží. Donedávna tuto vlastnost splňovala pouze ocelová vlákna, ovšem v poslední době se objevují skelná vlákna, která tyto vlastnosti rovněž splňují. Tato vlákna přináší kromě toho i snadnější práci a nižší ceny. Další výhodou tohoto typu vláken je i menší segregace kameniva a vláknité výztuže, což ovlivňuje pracovní diagram těchto materiálů.

Výztuž ze skelných vláken se stále častěji uplatňuje i mimo oblast podlah na zemním podloží. Nevyužívá se pouze schopnost zabraňovat vzniku trhlin, ale významná je i schopnost vláknobetonu odolávat dynamickému namáhání. Vláknobeton s dávkou skelných vláken okolo 0,3% hm. má podle výsledků zkoušek odolnosti proti rázu (IZOD) provedených na VUSTAH Brno šestinásobně větší pevnost než nevyztužená matrice. Také proto se tato vlákna používají na mostních stavbách i u jiných tenkostěnných profilů. Využití skelných vláken je stále rozmanitější, a to nejen jako rozptýlená výztuž. Z těchto vláken se vytváří i různé výztužné sítě. Použití těchto sítí se uplatňuje zejména u tenkostěnných profilů.



Obr. 1.20 *Detail magistrální trhliny v trámci vyztuženého skelnými vlákny, které plní funkci rozptýlené výztuže*

Kromě zmíněných ocelových a skelných vláken se ve stavitelství můžeme setkat s celou řadou materiálů, které se uplatňují při výrobě výztužných vláken (minerální vlákna, syntetická a organická vlákna, čedičová vlákna, kevlarová vlákna...). Tato vlákna se liší vlastnostmi a také samozřejmě cenou.

- Přístup k navrhování konstrukcí z vláknobetonu

Současné normy pro navrhování betonových konstrukcí jsou většinou stále založeny na pevnostní teorii, která nemůže popsat jevy, jako například takzvané změkčení spojené s chováním betonu po dosažení maximálního zatížení, či vliv velikosti konstrukce na její únosnost.

Normy pro spřažené ocelobetonové konstrukce působení betonu v tahu neuvažují a pouze počítají s přispěním betonářské výztuže.

Co se týče navrhování konstrukcí, kde nosnou funkci plní právě materiál z vláknobetonu, je zveřejněna řada návodů pro výpočet těchto konstrukcí, ovšem tyto návody nemají charakter normy, ale jsou chápány pouze jako doporučení.

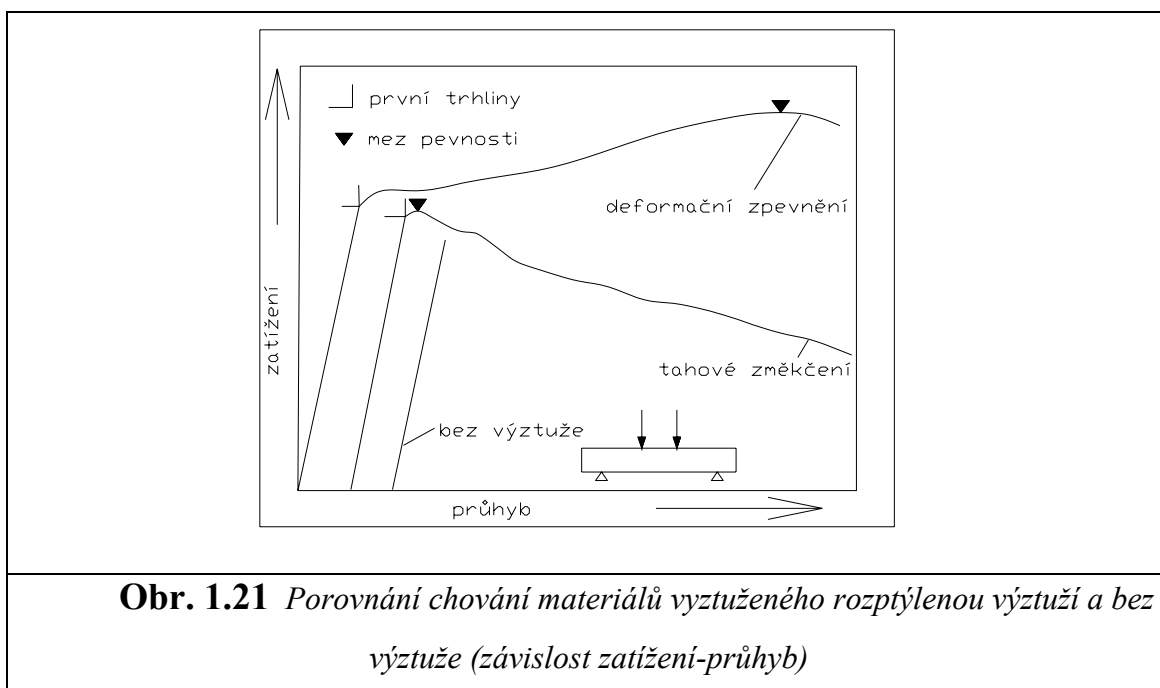
- Vlastnosti cementových kompozitů s výztuží z vláken

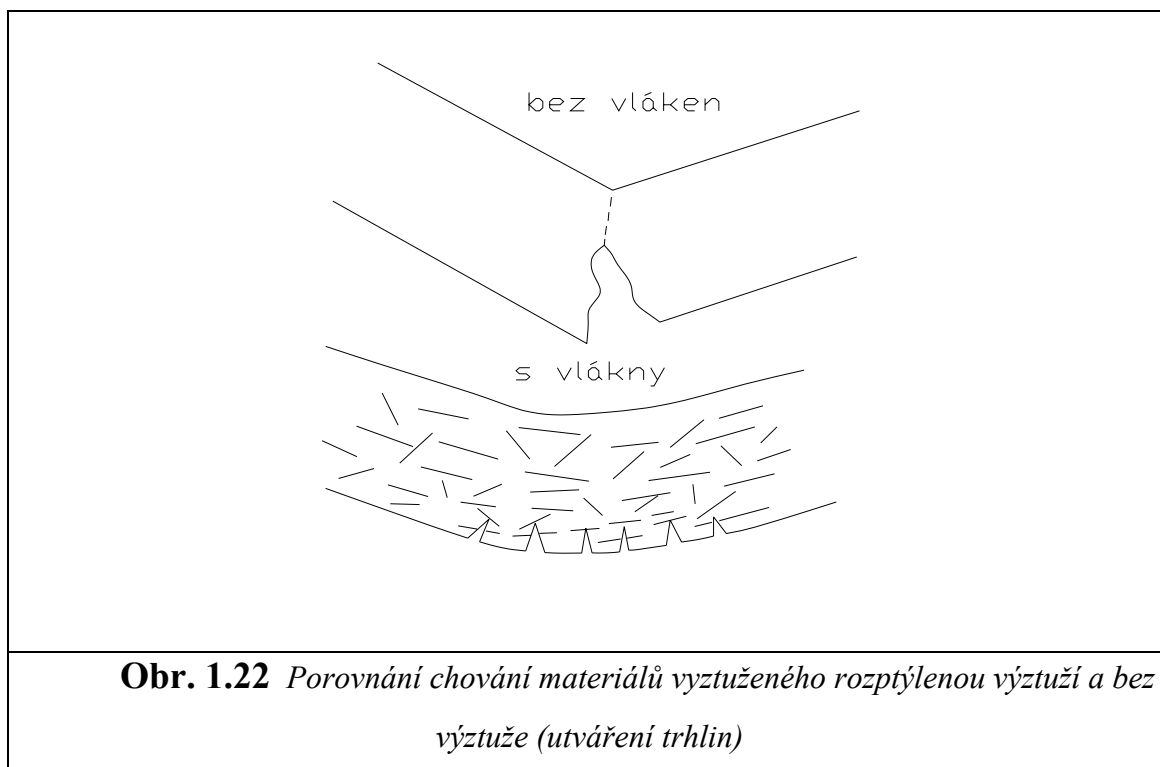
Jak již bylo naznačeno výše, přidání výztužných vláken do cementového kompozitu má značný vliv na pevnost v tahu. Toto je asi hlavní důvod používání těchto vláken, avšak není to jediná vlastnost, kterou přispívá k vylepšení materiálových vlastností kompozitu.

Vlákna dále zvyšují i odolnost při tlakovém namáhání a významně přispívají k zamezení tvorby dutin. Přímo neovlivňují smykovou pevnost nebo větší odolnost proti kroucení. I když vlákna zvyšují pevnost v tahu o více než 100 % [41], největší vliv mají na ohybovou tuhost. Přítomnost vláken způsobuje pomalejší rozvoj trhlin. Trhliny vznikají v širší oblasti než u betonu nevyztuženého vláknem a rozvíjí se pozvolna s přibývajícím zatížením. Tento jev má za následek podstatné zlepšení tahových vlastností materiálu. Vlákna také umožňují přenos napětí přes trhliny.

Přítomnost vláken v důsledku absorbování energie zvyšují únavovou odolnost a rezistenci proti nárazu.

Vlákna obsažená v cementovém kompozitu dále zvyšují pevnost vazby s běžnou výztuží. Tohoto jevu je dosaženo díky bránění růstu trhlin vznikajících od deformace výztužného prutu [2]. Toto zvýšení pevnosti vazby může vést k nepřímému zlepšení vlastností, které byly zmíněny dříve (pevnost ve smyku, odolnost proti únavě), pokud jsou vlákna použita v běžně vyztuženém betonu.





Obr. 1.22 Porovnání chování materiálů vyztuženého rozptýlenou výztuží a bez výztuže (utváření trhlin)

- Mechanika spolupůsobení vlákno-beton

Jak bylo popsáno v předešlých odstavcích, přítomnost vláken v kompozitu zásadně vylepšuje tahové vlastnosti, duktilitu a tuhost materiálu. Materiál na bázi cementového pojiva se obvykle uvažuje jako křehký, avšak pokud do tohoto materiálu jsou přidány výztužná vlákna, zvýší se tím tahové charakteristiky. Tohoto jevu je dosaženo schopností vláken přenášet napětí po vzniku trhlin (Johnson, 1994)[42]. Pokud je vláknobeton namáhán tahem, brzy se začnou tvořit mikrotrhliny, které stále přibývají s rostoucím zatížením, až se spojí v trhlinu magistrální. Tato trhlinka nakonec zapříčiní kolaps konstrukce. Přítomnost vláken ve velké míře nezabraňuje vzniku mikrotrhlin [41], což je dáno malým objemem vláken oproti betonu a také vlákna obecně procesu vytváření vzdorují odděleně. V této fázi se hlavní měrou na přenosu tahového zatížení podílí beton. Jakmile vznikne z mikrotrhlin souvislá trhlinka, vlákna tuto trhlinku přemostí a přenášejí tahové napětí. Tato skutečnost prodlužuje životnost konstrukce. V závislosti na pevnosti a duktilitě výztužných vláken dokáže vláknobeton přenášet větší zatížení a více se deformovat, aniž by došlo k zásadnímu selhání konstrukce.

Poslední vývoj v oblasti vláken (zejména z oceli) používaných jako rozptýlená výztuž do betonu směřuje k použití tzv. mikrovláken [41]. Tato vlákna jsou typická svými malými rozměry (méně než 10mm délka a průměr menší než 20 mikronů)

v porovnání s běžnými vlákny (délka větší než 10mm a průměr od 0,1 do 1,0 mm). Použitím mikrovláken přenos napětí mezi vlákny a betonem je odlišný od zmíněného přenosu, jak byl popsán v předcházejícím odstavci. Díky malým rozměrům a malým vzdálenostem mezi sebou jsou mikrovláknata schopna uplatnit výztužný mechanismus proti nově vzniklým mikrotrhlinám a bránit tak jejich vzniku [43]. To může vést k ještě lepším tahovým vlastnostem než u běžně používaných vláken.

Existují dva základní mechanismy, které ovlivňují spolupůsobení mezi přímým vláknem a betonem [42]. Je to jednak smykové napětí, které nastane před vznikem trhlin. Toto smykové napětí určuje vznik první trhliny. Dále se jedná o tření působící proti prokluzu vláken. Tato abilita se uplatňuje po vzniku trhlin a ovlivňuje přenos napětí (pevnost materiálu) a absorbování energie (tuhost).

Existuje i třetí mechanismus ovlivňující spolupůsobení, a to mechanické blokování v důsledku geometrické úpravy vláken. Různé kotvicí zakončení nebo zvlnění povrchu má dopad na přenos zatížení a resistenci proti vytažení vláken (pull-out).

1.1.6. Lomová mechanika

Jednou z klíčových vlastností materiálu z vláknobetonu je odolnost proti vzniku a šíření trhlin. Problematikou vzniku a šíření trhlin, stejně jako křehkým lomem a určení zbytkové životnosti se zabývá obor zvaný Lomová mechanika. Počátky zkoumání materiálů z hlediska lomové mechaniky lze datovat již do 19. století, kdy August Wöhler zkoumal vzorky z hlediska únavového zatížení. Vznikla tak koncepce únavových křivek, které zohledňují závislost rozkmitu napětí na počtu cyklů do porušení. Tato koncepce, kromě jiného, umožňuje stanovit mez únavy pro určité konstrukční detaily.

Další technický pokrok, na začátku minulého století už umožnil podrobně sledovat chování tělesa s trhlinami (Inglis 1913). V roce 1920 Griffith publikoval výsledky teoretických výpočtů a experimentů křehkého lomu skla. Stanovil závislost mezi napětím při lomu a délkou trhliny. Nové možnosti a lepší porozumění lomovému chování byly umožněny uplatněním elektronového mikroskopu. K Irwin v roce 1957 formuloval faktor intenzity napětí K , čímž položil základní kámen pro lineárně elastickou lomovou mechaniku (LELM). Tato teorie byla dále rozvíjena s ohledem na vznik plastických zón v okolí čela trhliny. V 70. a 80. letech minulého století se vývoj

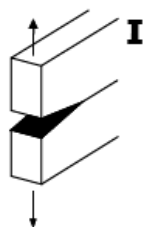
zaměřil na problematiku namáhání těles s trhlinami. Důraz byl kladen na vytváření modelů těles s trhlinami s plastickou zónou před čelem trhliny. Byly rozvinuty postupy pro přesnější získávání lomových charakteristik materiálů, zejména lomové houževnatosti.

S rozvojem výpočetní techniky došlo k rozšíření uplatnění variačních principů, zvláště pak metody konečných prvků, i do lomové mechaniky. Tyto metody se s úspěchem používají při numerickém modelování chování těles s trhlinami, k analýze šíření trhlin atd.

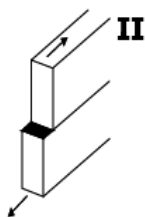
- Způsoby namáhání tělesa s trhlinou

Těleso s trhlinou může být namáháno třemi způsoby, módy podle vzájemné orientace směru lomu, čela trhliny a působícímu zatížení.

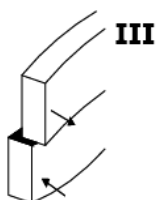
I Tahový mód (tensile mode) vnější síly působí kolmo na rovinu lomu



II Rovinný smykový mód (sliding mode, edge sliding) vnější síly působí ve směru šíření trhliny



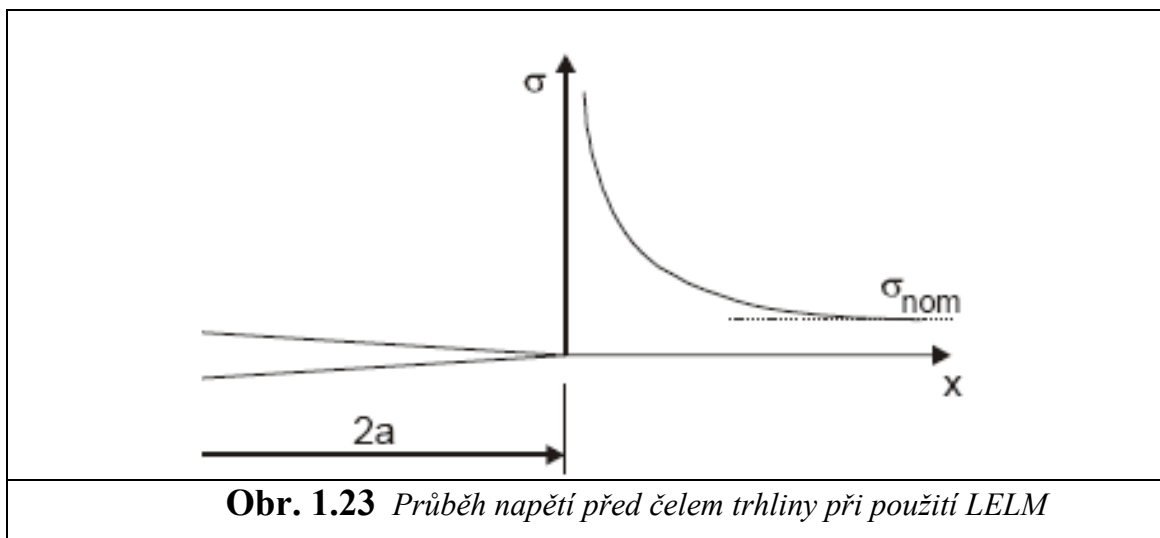
III Nerovinný smykový mód (tearing mode, anti-plane shear) vnější síly působí ve směru čela trhliny



- Lineárně elastická lomová mechanika (LELM)

Při stanovení kritických délek, nebo kritických napětí v tělese s trhlinou lze postupovat dle metod vycházejících z LELM.

Předpokladem LELM je dokonale pružný materiál. Napětí v bodech blízcích se k čelu trhliny se blíží nekonečnu(obr.1.21).



V roce 1957 Irwin, popsal chování napjatosti v okolí čela trhliny faktorem intenzity napětí. Tento přístup, který se označuje jako K-koncepce, je základem pro popis šíření trhlín při působení vnějšího zatížení i vnitřních materiálových podmínek.

- K - koncepce, faktor intenzity napětí K

Faktor intenzity napětí K popisuje stav napjatosti v tělese s trhlinou. Je to parametr, který zahrnuje vliv, velikost a způsob vnějšího zatížení, geometrické charakteristiky tělesa a trhliny. Tímto parametrem lze odhadnout kritickou velikost trhliny při níž dojde ke ztrátě stability trhliny. Toto kritérium se popisuje:

$$K \leq K_c$$

Kde K_c je lomová houževnatost materiálu, odpor materiálu proti lomu.

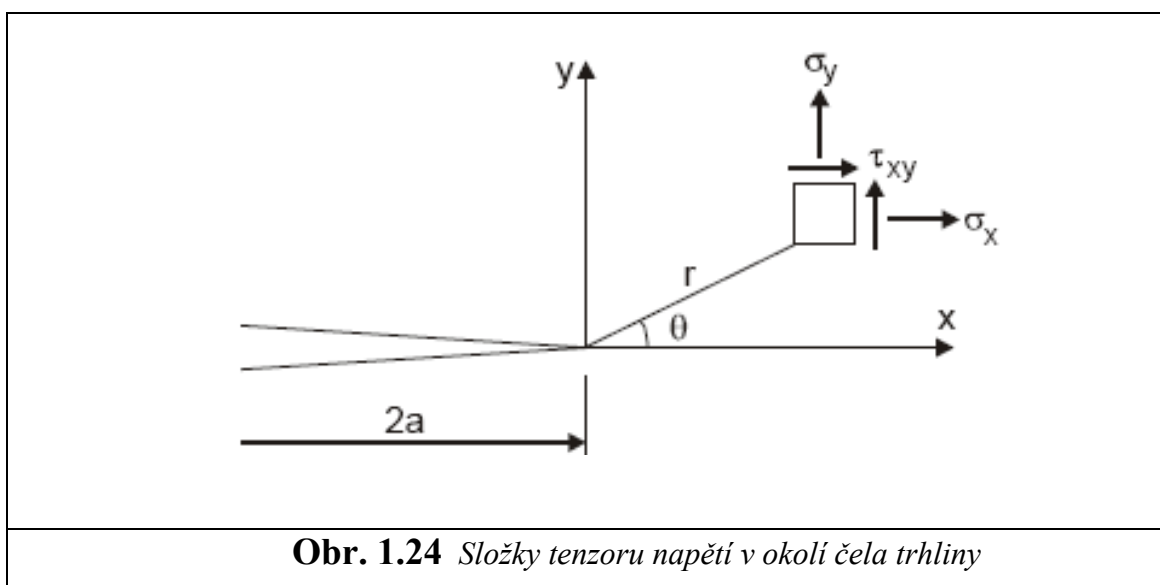
Rozevírání trhliny v tělese je řízeno velikostí rozhodující složky tenzoru napětí před čelem trhliny. Pro mód I je to σ_y . Za pomoci této složky lze definovat faktor intenzity napětí pro mód I. Pro nekonečně velké těleso byl odvozen vztah:

$$K_I = \sigma_y \sqrt{\pi r}$$

U skutečného tělesa s konečnými rozměry bude pole napětí a posuvů ovlivněno okrajovými podmínkami. Faktor intenzity napětí bude závislý na geometrii tělesa. Zejména na šířce a délce. Tyto okrajové podmínky se zavádějí jako bezrozměrné tvarové funkce f . potom bude vzorec pro intenzitu napětí:

$$K_I = \sigma_y * f_I(..)$$

Kde f_I je tvarová funkce pro tahový mód I. Tvarové funkce je nutné určit pro každou geometrii daného tělesa. Stanovení tvarových funkcí lze provádět experimentálně i teoretickým výpočtem za použití numerických či analytických metod.



- Velikost plastické oblasti před čelem trhliny

Jak již bylo zmíněno faktor intenzity napětí přiléhavěji popisuje napjatost v blízkém okolí čela trhliny při lineárně pružném chování materiálu. V případě většiny konstrukčních materiálů však nelze tento přístup věrohodně používat. Z fyzikálního hlediska nelze připustit tzv. napěťovou singularitu v bodě $x = 0$ viz. (obr.4). Tato úvaha vede na existenci rozsáhlé plastické zóny v okolí před čelem trhliny o velikosti l_p . Tato lokální plasticity potom ovlivňuje stav napjatosti v okolí čela trhliny.

Pro uplatnění K-koncepce se i v tomto případě zavádí tzv. korekce velikosti plastické zóny. Tento postup lze užít v případě malé lokalizované plasticity. Vztahů pro korekci plastické zóny existuje mnoho a dávají různé výsledky.

Do výpočtů se tato korekce l_p zavádí zvětšením trhliny.

$$a_p = a + l_p$$

Materiál v oblasti této plastické zóny kvůli mikropraskání a mnoha dalším vlivům podléhá výraznému změkčování. Lze usuzovat, že mikropraskání má zásadní vliv na tvorbu nelineárních oblastí v pracovním diagramu a to jak nelinearitu před dosažením maximálního zatížení, tak na oblast tahového změkčení, které nastává po dosažení maximální hodnoty zatížení. Závěrečná část diagramu už je důsledkem dalších procesů jako je zachytávání trhlin apod.

Podle typu plastických zón které se formují před čelem trhliny můžeme tedy rozlišit tři základní typy chování materiálů při lomu.

- Křehký lom

Nelineární zóna u čela trhliny je velmi malá ve srovnání s celkovými rozměry prvku. Lomový proces proto nastává v nepatrné oblasti a ve zbylém objemu materiálu se chová prvek pružně (sklo, křehká keramika, křehké kovy, cementové kompozity s vysokými pevnostmi).

- Tvárný lom

Plastická oblast před čelem je i tu malá, ovšem tuto zónu obklopuje nezanedbatelná oblast, ve které materiál teče, nebo pružně-plasticky zpevňuje (tažné kovy, slitiny).

- Kvazikřehký lom

Velikost plastické zóny je nezanedbatelná v porovnání s velikostí konstrukce, dochází v ní k masivnímu poškozování materiálu, který změkčuje. Zóna tečení či zpevňování bývá nepatrná a tak je přechod od pružného chování k poškození velmi náhlý (beton, malta, keramika...).

- Elastoplastická lomová mechanika

Při plastické oblasti většího rozsahu nelze používat postupy v předchozích odstavcích viz [53]. Velikost plastické oblasti může zasahovat přes celou zbytkovou šířku tělesa. V takovém případě je nutné použít pro hodnocení kritérií stability trhliny pouze metody založené na energetické bilanci porušovaného tělesa při daném vnějším zatížení.

Obecný vztah pro vyjádření celkové energetické bilance tělesa s trhlinou, zatíženého vnějšími silami lze vyjádřit:

$$W_v = -A + U + W_\gamma$$

W_v celková volná energie tělesa [J/m]

$-A$ práce vnějších sil [J/m]

U deformační elastická energie tělesa [J/m]

W_γ disipační energie trhliny [J/m]

Disipační resp. potenciální energii trhliny lze vyjádřit ze vztahu:

$$W_\gamma = \gamma * a$$

a délka trhliny [m]

γ specifická energie trhliny, která se obecně skládá z několika složek [m]

$$\gamma = 2 * \gamma_s + \gamma_{pl} + \gamma_t + \gamma_k$$

γ_s specifická potenciální energie trhliny

γ_{pl} specifická potenciální energie oblastí v nejbližším okolí trhliny (zejména vliv plastické deformace)

γ_t specifické teplo uvolněné v oblasti čela trhliny

γ_k specifická kinetická energie oblastí v nejbližším okolí trhliny resp. kinetická energie jednotlivých částí tělesa v konečné fázi lomu

Dosáhne-li celková volná energie tělese s trhlinou svého maxima, dojde ke ztrátě stability trhliny tzn. trhlina se bude nestabilně šířit.

- **Griffithovo kritérium**

Základem moderních teorií lomové mechaniky je Griffithovo kritérium pro šíření nestabilních trhlin v křehkém tělese za podmínky rovnováhy energetické bilance.

Své kritérium Griffith odvodil na základě poznatků Inglise pro eliptickou centrální trhlinu v nekonečně pružném tělese délky $2a$ již v roce 1921. Těleso bylo namáháno tahovým napětím (mód I).

Griffith předpokládal s dokonale křehkým tělesem a nebral v úvahu ani kinetickou a tepelnou energii trhliny (γ_{pl} , γ_t , γ_k). Tedy vychází, že disipační energie trhliny je tvořena jen povrchovou energií.

2. Cíle disertační práce

Tato doktorská práce se zabývá některými specifickými problémy betonové desky u spřažených ocelobetonových nosníků.

Oblast zájmu tohoto výzkumu je zejména nadpodporová oblast u staticky spojitých systémů spřažených konstrukcí.

Hlavním cílem disertační práce je ověření možností využití sklovláknobetonu v ocelobetonových spřažených nosnících. V rámci tohoto hlavního úkolu byly stanoveny tyto následující dílčí cíle:

- experimentální ověření mezní únosnosti spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu namáhaných záporným ohybovým momentem
- stanovení návrhových odolností spřaženého nosníku s deskou ze sklovláknobetonu při namáhání záporným ohybovým momentem
- ověření možností numerického modelování spřaženého nosníku s deskou ze sklovláknobetonu metodou konečných prvků
- odvození obecných vztahů pro návrhovou odolnost

Stanovené dílčí cíle lze dále konkretizovat jednotlivými kroky v závislosti na použitých metodách, které vedly k dosažení vymezených cílů.

- zatěžovací zkoušky spřažených ocelobetonových nosníků pro 3 různé varianty průřezů ocelobetonového nosníku - s deskou ze SVB bez betonářské výztuže, s deskou z běžného betonu bez betonářské výztuže (pro porovnání), s deskou ze SVB s betonářskou výztuží, a pro 3 různé ocelové profily – IPE 180, IPE 200 a IPE 220
- zkoušky vlastností materiálů – experimentální stanovení vlastností oceli a betonu zkušebních těles
- statistické zpracování výsledků zkoušek vlastností materiálu
- zpracování a vyhodnocení výsledků zatěžovacích zkoušek spřažených ocelobetonových nosníků použitím statistických metod; vyhodnocení zatěžovacích zkoušek metodou navrhování na základě zkoušek
- tvorba numerických modelů v programech ATENA a ANSYS

3. Použité metody zpracování výsledků

3.1. Experimentální metody

3.1.1. Materiálové zkoušky pro ověření materiálových vlastností

Pro ověření materiálových vlastností cementového kompozitu vyztuženého skelnými vlákny byly provedeny testy elementárních vzorků. Elementární vzorky byly získány rozřezáním již testovaných fasádních dílců vyrobených z cementového kompozitu využívající skelných vláken jako rozptýlené výztuže, nebo strukturovaná síť umístěné při taženém povrchu. Tyto základní vzorky byly namáhány tří-bodovým ohybem. Z rozměrů průřezů elementárních vzorků byl vypočten moment setrvačnosti a následně průřezový modul. Z vypočítaného průřezového modulu a maximálního momentu získaného z maximálního zatížení byla vypočtena mez pevnosti.

3.1.2. Zatěžovací zkoušky pro ověření únosnosti

Chování spřažených nosníků využívajících cementového kompozitu vyztuženého skelnými vlákny bylo verifikováno na reálných tělesech. Detailní popis zatěžovacích zkoušek a těchto zkušebních těles je uveden v kapitole 4. Výsledky těchto testů poskytly experimentální hodnoty únosností, které dále posloužily při určení únosností výše zmiňovaných spřažených nosníků metodou navrhování na základě zkoušek.

3.2. Teoretické metody - matematické modelování

Experimenty zkušebních těles verifikovaly vytvořené numerické modely, simulující průběh laboratorních testů reálných spřažených nosníků. Matematické modely byly tvořeny pomocí Metody konečných prvků v softwaru ATENA a ANSYS. Tyto matematické modely jsou popsány v kapitole 5.

3.3. Charakteristické a návrhové hodnoty

V pravděpodobnostních metodách návrhu konstrukcí jako je například metoda dílčích součinitelů jsou stěžejními veličinami: charakteristická hodnota X_k a návrhová hodnota X_d náhodné proměnné X a dílčí součinitel spolehlivosti γ .

Charakteristická hodnota X_k náhodné veličiny X je taková hodnota pro níž platí, že proměnné hodnoty X nabudou nižší hodnoty než X_k s pravděpodobností 5 %. (5-ti procentní kvantil)

$$P_{Xk} = P(X < X_k) = 0,05 \quad (1)$$

Návrhová hodnota X_d náhodné proměnné X je 0,1-procentní kvantil. To znamená že s pravděpodobností 99,9 % budou náhodné proměnné X vyšší než je hodnota X_d .

$$P_{Xd} = P(X < X_d) = 0,001 \quad (2)$$

Součinitel spolehlivosti γ je pak poměr charakteristické a návrhové hodnoty.

Podrobněji je tato problematika popsána například v [54], [56], [57], [58], [59].

3.4. Metody zpracování výsledků testů

3.4.1. Použité statistické metody

V této kapitole je stručný výtah použitých statistických metod sloužících k zpracování všech souborů výsledků z provedených experimentů. Bylo zde čerpáno zejména z [60], [56], [61], [59], kde jsou tyto metody detailněji popsány.

- Základní statistické charakteristiky

Běžné statistické metody byly použity k primárnímu zpracování všech souborů výsledků z provedených experimentů. Průměrná hodnota jednotlivých výsledků experimentů x_i z celkového počtu n

$$\bar{x} = 1/n \sum x_i \quad (3)$$

odtud je vypočítána výběrová směrodatná odchylka s .

$$s = \sqrt{1 / (n-1) \sum (x_i - \bar{x})^2} \quad (4)$$

Podílem směrodatné odchylky a průměru lze určit variační koeficient

$$v = s/\bar{x} > 0,1 \quad (5)$$

- Regresní analýza

Regresní analýza je založena na zjištění vzájemné závislosti dvou souborů hodnot X_i a Y_i o rozsahu n . Tyto hodnoty tvoří dvourozměrný statistický soubor, který lze charakterizovat (pro každý znak zvlášť) běžnými statistickými hodnotami – středními hodnotami m_X, m_Y , směrodatnými odchylkami s_X, s_Y , apod.

- **Regresní přímky statistického souboru**

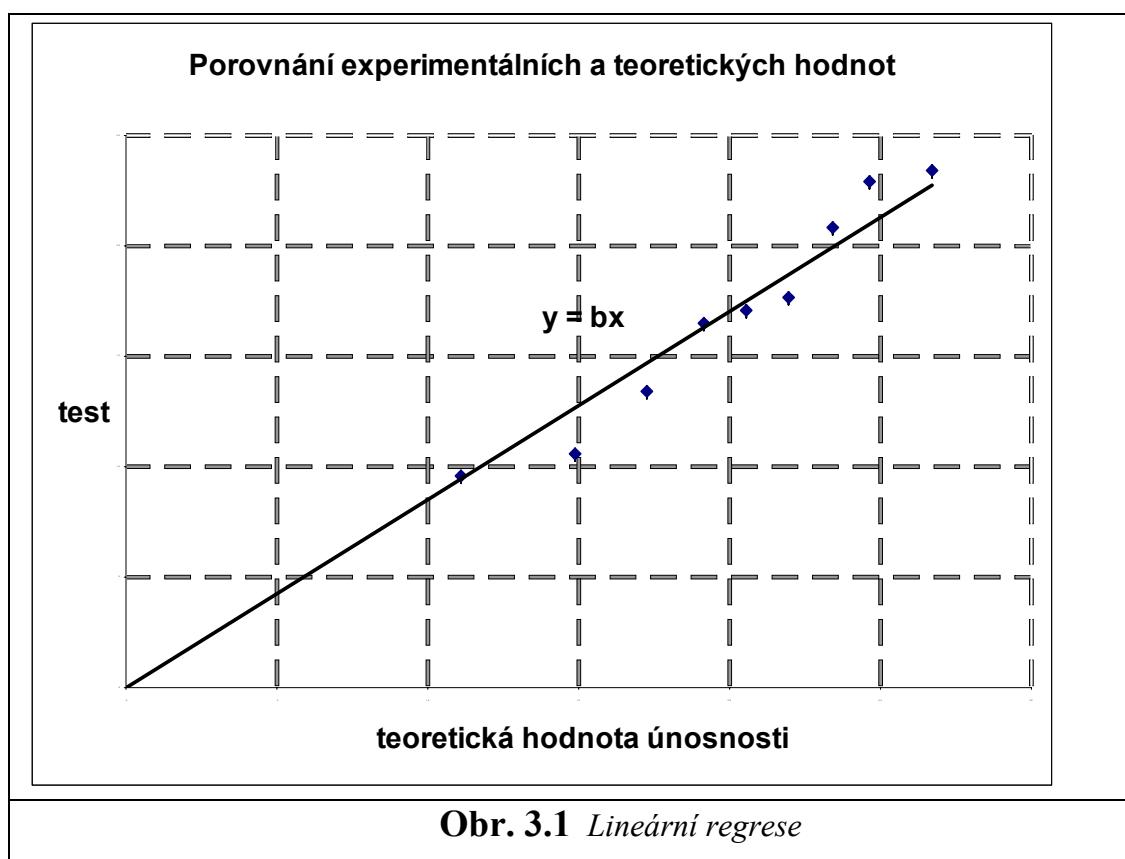
Regresní funkce je funkce, která vyjadřuje korelační závislost. V případě lineární korelace se jedná o lineární regresní funkci (obr. 3.1). Její rovnice pak popisuje závislost znaku Y na hodnotě znaku X. Tvar této rovnice je:

$$Y = b_0 + b_1 \cdot X \quad (6)$$

kde b_0 a b_1 jsou tzv. koeficienty regrese.

- **Metoda nejmenších čtverců**

Pomocí metody nejmenších čtverců lze jednoduše vypočítat koeficienty regrese b_0 a b_1 . Hledáme nejmenší hodnotu součtu čtverců reziduí, tj. vzdáleností každého bodu se souřadnicemi $(X_i; Y_i)$, od regresní přímky (obr. 3.1). Ze soustavy rovnic, které obdržíme tak, že parciální derivace podle b_0 a b_1 položíme rovny 0, dostaneme koeficienty regrese.



Obr. 3.1 Lineární regrese

- **Test dobré shody-Chí-kvadrát**

Některé statistické metody podmiňují své použití předpokladem daného pravděpodobnostního rozdělení.

Test dobré shody (taky Pearsonův chí-kvadrát test) je metoda matematické statistiky, která umožňuje ověřit, zda má náhodná veličina určité předem dané pravděpodobnostní rozdělení.

Postup testu

- Obor všech možných hodnot náhodné veličiny se rozdělí na k nepřekrývajících se částí.
- Pro každou část se stanoví pravděpodobnost, že náhodná veličina nabyde hodnoty z i -té části.
- Provede se N pokusů a zjistí se, kolikrát z těchto pokusů nabyla náhodná veličina hodnoty z 1., 2., ... k -té části. Tyto četnosti se označí x_1, x_2, \dots, x_k .
- Porovnají se očekávané četnosti v jednotlivých částech (Np_i) se skutečnými četnostmi (X_i) pomocí vzorce:
$$X^2 = \sum (X_i - Np_i)^2 / Np_i \quad (7)$$
- Pokud má testovaná náhodná veličina předpokládané rozdělení, má náhodná veličina přibližně rozdělení chí kvadrát. Jestliže bylo rozdělení dáno včetně všech parametrů, je počet stupňů volnosti $k-1$; jestliže byl některý parametr rozdělení neznámý, snižuje se počet stupňů volnosti za každý neznámý parametr (bylo jej nutno nejprve z dat odhadnout a pak teprve stanovit pravděpodobnosti p_i).
- Hodnotu veličiny porovnáme s kritickou hodnotou příslušného rozdělení chí kvadrát na požadované hladině významnosti. Test lze použít za předpokladu, že všechny hodnoty Np_i jsou alespoň 5.

- **Kolmogoro-Smirnovův test dobré shody**

Kolmogorov – Smirnovův test dobré shody používá k testování hypotéz o tvaru rozdělení zkoumané náhodné veličiny X přímo jednotlivé její naměřené hodnoty (předpokládá se že jsou všechny navzájem různé), zatím co v Chí-kvadrát testu dobré shody se tyto naměřené hodnoty nejprve zařadily do jednotlivých tříd a pak se již používaly četnosti těchto tříd.

Kolmogorov – Smirnovův test dobré shody je možné použít i v případě malých náhodných výběrů, což u Chí-kvadrát testu dobrá shody nešlo, protože by třídy byly velmi málo četné, nebo by jich bylo extrémně málo.

3.4.2. Metoda navrhování na základě zkoušek

Metoda navrhování na základě zkoušek se na základě experimentálně získaných dat zabývá stanovením vlastností materiálů, popřípadě odolnosti prvku či konstrukce. Tato metoda je obsažena v [48] a její principy jsou zřejmé např. z [56], [57], [58], [59] [54]. Metoda uvádí předpisy pro určení charakteristických a návrhových hodnot vlastností, případně odolnosti na základě experimentů.

- Určení vlastností materiálu

Pro výpočet vlastností materiálu je třeba nejprve určit základní statistické charakteristiky: aritmetický průměr x , směrodatná odchylka s a variační koeficient v . Pomocí koeficientů kvantilu k_n resp. $k_{d,n}$ které jsou tabelizované např. v [48], [54] pro v známý resp. neznámý v závislosti na počtu zkoušek n je následně vypočítána charakteristická X_k popřípadě návrhová X_d hodnota vlastnosti materiálu.

$$X_k = x \cdot (1 - k_n \cdot v), \quad X_d = x \cdot (1 - k_{d,n} \cdot v) \quad (8)$$

- Určení návrhové hodnoty odolnosti prvku či konstrukce

Návrhová hodnota odolnosti konstrukčního prvku či konstrukce určená na základě zkoušek se určí pro stanovenou funkci g_{rt} modelu odolnosti r_{ti} která zahrnuje všechny vstupní veličiny. Poté se teoretické hodnoty odolnosti r_{ti} porovnají s naměřenými hodnotami ze zkoušek r_{ei} . Jejich vzájemná závislost může být nalezena lineární regresí metodou nejmenších čtverců. Pomocí této metody lze určit opravný součinitel b průměrných hodnot r_m , potom:

$$r_e = b \cdot r_t \text{ a } b = \sum r_e \cdot r_t / \sum r_t^2 \quad (9)$$

Následně se určí odhad variačního koeficientu V_δ odchylky δ od průměrné hodnoty r_m od skutečných naměřených veličin. Charakteristická r_k nebo návrhová r_d hodnota odolnosti se určí pomocí celkového variačního koeficientu V_r .

Vzorce pro charakteristickou a návrhovou odolnost jsou popsány v následujících odstavcích, které stručně popisují jednotlivé kroky výpočtu dle metody navrhování na základě zkoušek.

a) **Standardní procedura pro vyhodnocení funkce odolnosti** – stanovení charakteristické hodnoty odolnosti

Krok 1: Stanovení návrhového modelu

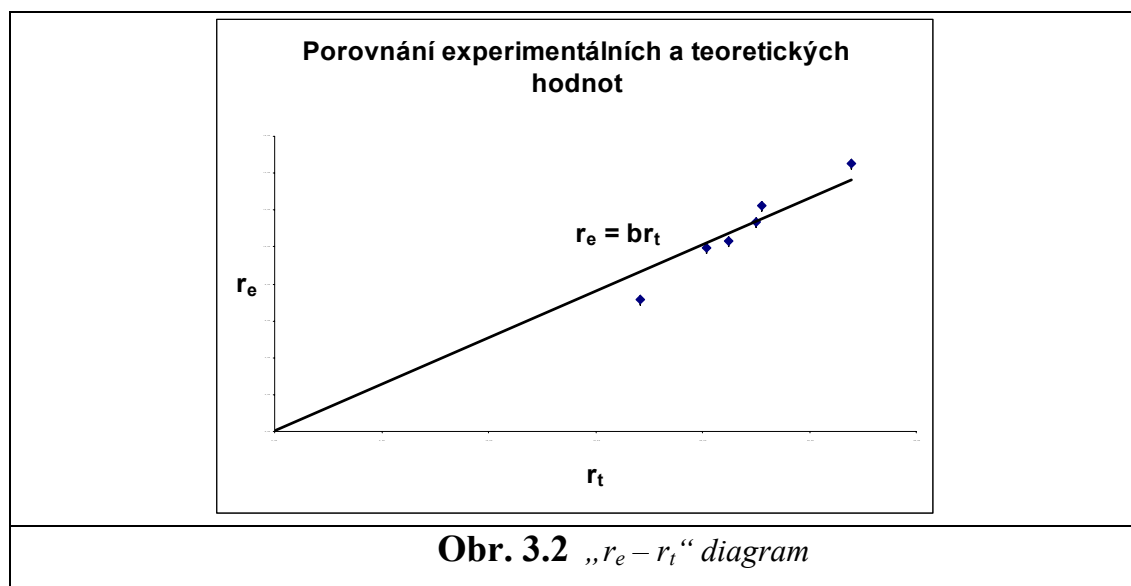
Návrhový model pro teoretickou hodnotu odolnosti r_t prvku nebo konstrukčního detailu:

$$r_t = g_{rt}(X_j) \quad (10)$$

Funkce odolnosti má zahrnout všechny odpovídající základní veličiny (X_j), které ovlivňují v příslušném mezním stavu odolnost.

Krok 2: Porovnání experimentálních a teoretických hodnot

Naměřené materiálové vlastnosti se dosadí do funkce odolnosti pro určení teoretických hodnot r_{ti} jako základ pro porovnání s hodnotami r_{ei} získanými experimentálně. Na obr. 3.2 je vztah mezi teoretickými a experimentálními hodnotami vyjádřen graficky. Pokud je funkce odolnosti přesná a úplná, pak všechny body leží na přímce půlící kvadrant. Ve skutečnosti ovšem budou body vykazovat určitý rozptyl.



Krok 3: Odhad střední hodnoty korekčního faktoru b

Pravděpodobnostní model odolnosti r lze obecně uvažovat ve tvaru s „chybovým (opravným) faktorem“ δ , který se uplatní zejména při malém počtu provedených testů (viz dále)

$$r = b \cdot r_t \cdot \delta \quad (11)$$

kde b je korekční faktor určený regresí metodou nejmenších čtverců jako nejlepší odhad směrnice a vyjadřuje sklon přímky $r_e = b \cdot r_t$ odvozený na základě skutečných hodnot dosažených při experimentech. Střední hodnota r_m teoretické funkce odolnosti stanovená s použitím středních hodnot m_{X_j} základních proměnných má potom tvar:

$$r_m = b \cdot r_t(m_{X_j}) \cdot \delta = b \cdot g_{rt}(m_{X_j}) \cdot \delta \quad (12)$$

Krok 4: Odhad variačního koeficientu pro odchylku

„Chybový faktor“ δ_i pro každou experimentální hodnotu r_{ei} :

$$\delta_i = r_{ei} / b \cdot r_{ti} \quad (13)$$

Z hodnot δ_i lze stanovit odhad variačního koeficientu v_δ , že se definuje

$$\Delta_i = \ln \delta_i \quad (14)$$

odhad m_Δ pro střední hodnotu $E(\Delta)$ je potom

$$m_\Delta = 1/n \cdot \sum \Delta_i \quad (15)$$

odhad hodnoty s_Δ^2 pro rozptyl σ_Δ^2 veličiny Δ se získá

$$s_\Delta^2 = 1/(n-1) \cdot \sum (\Delta_i - m_\Delta)^2 \quad (16)$$

následně variační koeficient chybového faktoru δ_i :

$$v_\delta = \sqrt{\exp(s_\Delta^2) - 1} \quad (17)$$

Krok 5: Analýza kompatibility

Musí být provedena analýza shody zkušební souboru se zavedenými předpoklady o funkci pevnosti. Je-li rozptyl hodnot $(r_{ti}; r_{ei})$ příliš vysoký a poskytoval by tak nevhodnou návrhovou odolnost, může se rozptyl snížit jedním z následujících způsobů:

- korekcí návrhového modelu, ve kterém se uvažují parametry které byly zanedbány
- úpravou parametrů b a v_δ , - celkový zkušební soubor se rozdělí na příslušné dílčí soubory, v nichž se může vliv takových přídatných parametrů považovat za konstantní

Aby bylo možno stanovit, který základní parametr má největší vliv na rozptyl, mohou být výsledky testů rozděleny do dílčích souborů.

Krok 6: Určení variačních koeficientů v_{X_j} základních proměnných X_j

Pokud lze statistický soubor výsledků experimentů považovat za reprezentativní a dostatečně vystihující skutečnost, variační koeficienty v_{X_j} mohou být získány z experimentálních dat. Přednostně by však měly být variační koeficienty určeny na základě předchozích znalostí a zkušeností, jsou-li k dispozici.

Krok 7: Určení charakteristické hodnoty odolnosti r_k

Je-li funkce odolnosti složitější funkcí p základních proměnných podle předpisu

$$r = b \cdot r_t \cdot \delta = b \cdot g_{rt}(X_1, X_2, X_3 \dots X_p) \cdot \delta \quad (18)$$

potom střední hodnotu m_r lze získat ze vztahu

$$m_r = b \cdot g_{rt}(m_{X_1}, m_{X_2}, m_{X_3} \dots m_{X_p}) = b \cdot g_{rt}(m_{X_j}) \quad (19)$$

a variační koeficient v_{rt} lze určit z funkce

$$v_{rt}^2 = VAR[g_{rt}(X)] / g_{rt}^2(m_{X_j}) \approx 1 / g_{rt}^2(m_{X_j}) \cdot \sum (\partial g_{rt} / \partial X_j \cdot s_j)^2 \quad (20)$$

Je-li počet zkoušek omezený ($n < 100$), má se vzít v úvahu rozdělení faktoru Δ pro statistické nejistoty. Rozdělení se má uvažovat jako t -rozdělení s parametry Δ' , V_Δ a n . V tomto případě má charakteristická odolnost tvar:

$$r_k = b \cdot g_{rt}(m_{X_j}) \cdot \exp(-k_\infty \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5 \cdot Q^2) \quad (21)$$

ve kterém

$$Q_{rt} = s_{lnrt} = \sqrt{\ln(v_{rt}^2 + 1)} \quad (22)$$

$$Q_\delta = s_{ln\delta} = \sqrt{\ln(v_\delta^2 + 1)} \quad (23)$$

$$Q = s_{lnr} = \sqrt{\ln(v_r^2 + 1)} \quad (24)$$

a váhové faktory jsou

$$\alpha_{rt} = Q_{rt} / Q \text{ pro } Q_{rt} \quad (25)$$

$$\alpha_\delta = Q_\delta / Q \text{ pro } Q_\delta \quad (26)$$

Je-li počet testů, z nichž byl určen korekční faktor b , velký ($n \geq 100$), lze pro charakteristickou odolnost použít předpis:

$$r_k = b \cdot g_{rt}(m_{X_j}) \cdot \exp(-k_\infty \cdot Q - 0,5 \cdot Q^2) \quad (27)$$

b) Standardní procedura pro vyhodnocení funkce odolnosti – stanovení návrhové hodnoty odolnosti

Procedura je obdobná jako pro případ (a) s tím, že „Krok 7“ je modifikován s ohledem na určení návrhové hodnoty, a tedy místo faktoru k_n je použit faktor $k_{d,n}$ [48] jako výsledek součinu $\alpha_R \cdot \beta$, pro $n \rightarrow \infty$ je $k_{d,\infty} = 3,04$.

Pro omezený počet testů můžeme je návrhová odolnost:

$$r_d = b \cdot g_{rt}(m_{X_j}) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5 \cdot Q^2) \quad (28)$$

kde $k_{d,n}$ je návrhový „fractile“ faktor z [48] pro případ „ v_X neznámé“ a $k_{d,\infty}$ je hodnota $k_{d,n}$ pro $n \rightarrow \infty$ ($k_{d,\infty} = 3,04$).

Pro velký počet testů můžeme návrhovou odolnost obdržet ze vztahu

$$r_d = b \cdot g_{rt}(m_{X_j}) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot Q - 0,5 \cdot Q^2) \quad (29)$$

V kapitole 3.3.2 je pouze uveden stručný postup výpočtu metody navrhování na základě zkoušek. Podrobný popis metody lze nalézt např. v [54].

3.4.3. Podmínky použití metody navrhování na základě zkoušek

Aby bylo možné použít výše zmíněnou metodu pro stanovení charakteristické a návrhové hodnoty odolnosti, musí být splněny následující předpoklady:

- funkce odolnosti je funkce vzájemně nezávislých proměnných X_j
- lze provést dostatečný počet testů
- neexistuje statistická závislost mezi proměnnými ve funkci odolnosti
- všechny odpovídající geometrické a materiálové parametry jsou změřeny
- všechny proměnné mají normální nebo log-normální rozdělení

4. Experimentální analýza

Součástí této práce je vyhodnocení provedených experimentů. Nejprve byly vyhodnoceny experimenty základních vzorků. Zkoušky těchto vzorků sloužily k určení materiálových charakteristik cementové směsi vyztužené skelnými vlákny. Tyto vzorky byly získány rozřezáním již odzkoušených těles fasádních dílců. Fasádní dílce byly vyrobeny z betonu vyztuženého jednak rozptýlenými skelnými vlákny a sítí ze skelných vláken.

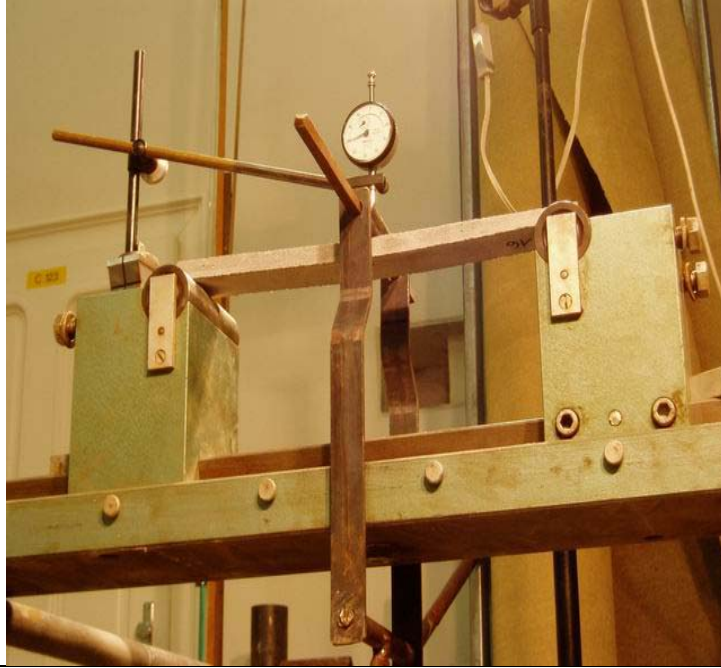
Dále byly provedeny experimenty spřažených ocelobetonových nosníků využívajících sklovláknobetonu.

4.1. Experimentální ověřování materiálových vlastností

V rámci výzkumu vlastností sklovláknobetonu probíhalo na FAST ve spolupráci s VUSTAH Brno několik experimentů zaměřených zejména na určování modulů pružnosti a meze pevnosti elementárních zkušebních vzorků vyztužených skelnými vlákny v podobě rozptýlené výztuže nebo ve formě sítí ze skelných vláken a dále fasádních dílců vyztužených sítí ze skelných vláken.

4.2. Experimentální ověřování materiálových vlastností na elementárních zkušebních vzorcích

Účelem je ověření materiálových vlastností sklovláknobetonu na základě zatěžovacích zkoušek. Na fakultě stavební bylo provedeno měření těchto parametrů (zejména modulu pružnosti a meze pevnosti) na základních zkušebních vzorcích z betonu vyztuženého sítí ze skelných vláken a rozptýlenou výztuží ze skelných vláken. Elementární zkušební vzorky byly namáhány tří-bodovým ohybem.



Obr. 4.1 *Uspořádání zkoušek pro ověření materiálových vlastností*

Výsledkem tohoto měření bylo získání hodnot napětí a odpovídajících deformací až do mezní únosnosti [44], [46]. Na obrázku je vidět použitá výztuž (sítě ze skelných vláken). Zkoušené vzorky měly tři různá rozpětí délky 220 mm, 300 mm a 380 mm a rozměry příčného řezu byly 15 x 40 mm.



Obr. 4.2 *Porušený elementární zkušební vzorek – vyztužený sítí tvořenou skelnými vlákny*

Z rozměrů průřezů elementárních vzorků byl vypočten moment setrvačnosti a následně průřezový modul. Z vypočítaného průřezového modulu a maximálního momentu získaného z maximálního zatížení byla vypočtena mez pevnosti. Tuhost v lineární oblasti je úměrná modulu pružnosti E a ten dostaneme z libovolné dvojice zatížení-průhyb měřené v této oblasti. V tabulce 4.1 jsou tyto hodnoty uvedeny. Tyto hodnoty zde uváděné jsou průměrné pro každý soubor elementárních zkušebních vzorků. Počty zkoušených vzorků jsou pro každou délku uvedeny v tabulkách 4.1 a 4.2. Tento počet je již dostatečný pro statistické zpracování a určení charakteristické i návrhové pevnosti tohoto materiálu.

	střední hodnota max. momentu	střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu	Střední hodnota průřezového modulu	Střední hodnota modulu pružnosti	
rozpětí l [mm]	M [Nm]	f [MPa]	W [mm ³]	E [GPa]	počet vzorků
260	35,09	20,58	1695,05	16,8	27
200	38,38	21,22	1830,37	17,1	31
140	28,89	21,76	1449,12	17,3	18

Tab. 4.1 *Vyhodnocení výsledku z měřených elementárních vzorků s výztužnou sítí ze skelných vláken – variační koeficient 0,207*

V rámci experimentálního ověřování materiálových vlastností sklovláknobetonu byly zkoušeny i vzorky s rozptýlenou výztuží. Tyto vzorky, podobně jako ty předešlé, byly rozděleny do tří skupin dle délky - 140, 200 a 260 mm. Příčné řezy měly obdobné rozměry jako vzorky vyztužené sítí ze skelných vláken. Zkoušeny byly rovněž tříbodovým ohybem a vyhodnoceny stejně jako předešlé vzorky (viz. tab. 4.2). Obsah vláken byl 2 procenta z celkového objemu matrice.

	střední hodnota max. momentu	střední hodnota pevnosti v tahu za ohybu	Střední hodnota průřezového modulu	Střední hodnota modulu pružnosti	
rozpětí l [mm]	M [Nm]	f [MPa]	W [mm ³]	E [GPa]	počet vzorků
220	34,14	22,07	1555,62	24,8	22
300	58,34	24,73	2386,1	18,8	22
380	41,79	18,64	2239,78	22,9	28

Tab. 4.2 Vyhodnocení výsledku z měřených elementárních vzorků s rozptýlenou výztuží ze skelných vláken – variační koeficient 0,297



Obr. 4.3 Porušený elementární zkušební vzorek – vyztužený rozptýlenou výztuží tvořenou skelnými vlákny

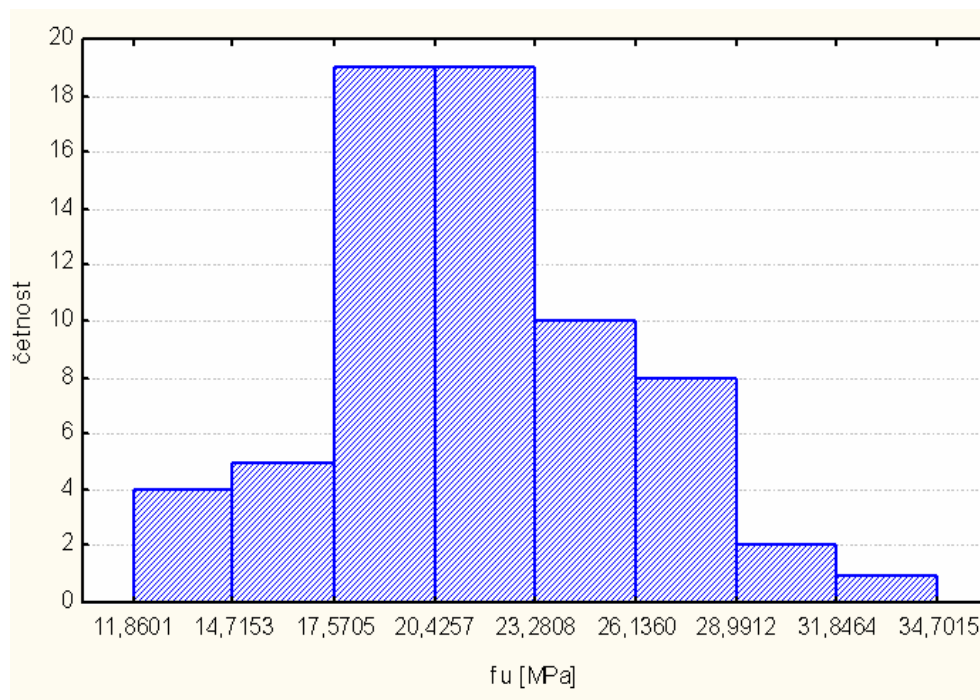
Na obrázcích 4.5 a 4.6 jsou znázorněny histogramy četnosti meze pevnosti v tahu za ohybu elementárních vzorků vyztužených skelnými vlákny plnicí funkcí rozptýlené výztuže i s výztužnou sítí umístěnou v oblasti tahem namáhaných vláken. Obě spektra základních zkušebních vzorků obsahovala 72 (resp. 76) provedených testů a na hladině významnosti $\alpha=0,05$ bylo testováno normální rozdělení dle testů Kolmogorov-Smirnov a Chí-kvadrátu. Oba soubory zkušebních vzorků tomuto

rozdělení vyhověly a tudíž lze toto rozdělení použít, což je velmi důležité pro další kroky k návrhu reálných stavebních nosných dílců s využitím právě těchto materiálů.

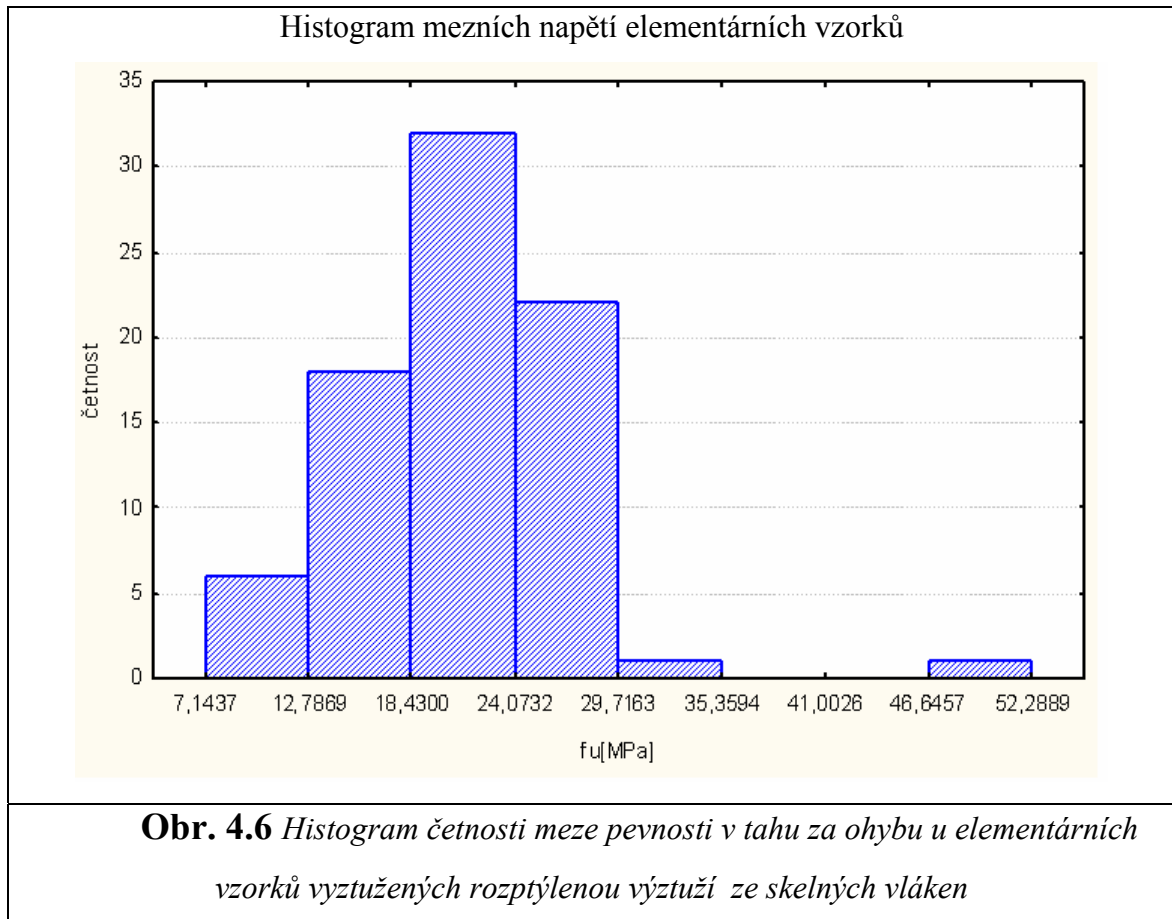


Obr. 4.4 *Zkoušené vzorky*

Histogram mezních napětí elementárních vzorků



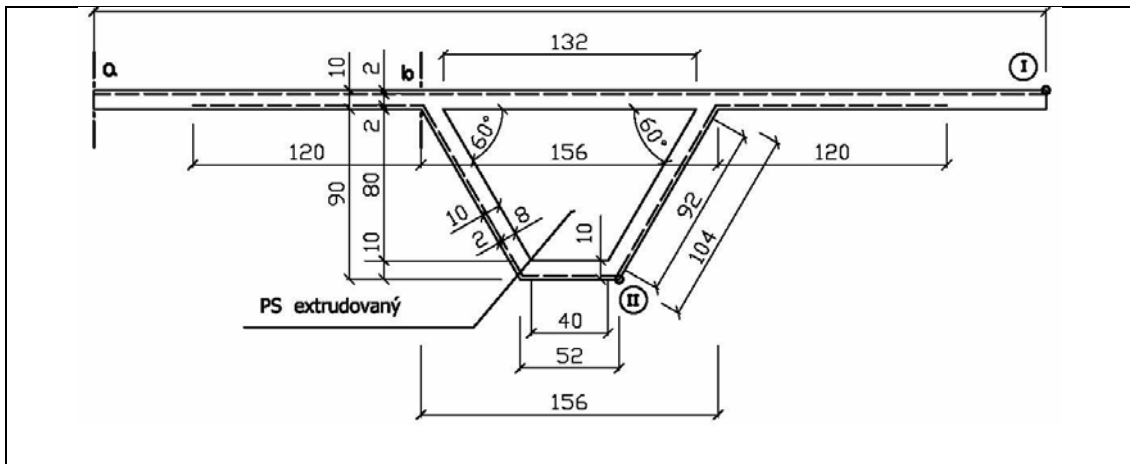
Obr. 4.5 *Histogram četnosti meze pevnosti v tahu za ohybu u elementárních vzorků vyztužených sítí ze skelných vláken*



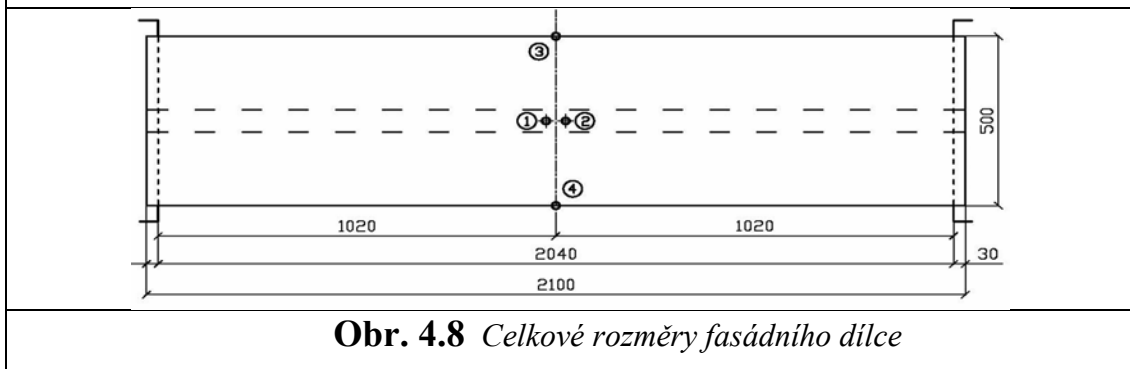
4.2.1. Experimentální ověřování skutečného působení a únosnosti fasádních dílců vyztužených síti ze skelných vláken

Fasádní dílce bývají součástí opláštění budov a tudíž vystaveny působení větru. Proto byly tyto dílce zatěžovány plošným zatížením, které simuluje působení větru. Pro ověření účinků tlaku a sání větru byly fasádní dílce zatěžovány ve dvou polohách. „A” (žebro orientované dolů) „B” (žebro orientované vzhůru). Výsledkem tohoto měření bylo získání závislosti plošného zatížení a odpovídajícího průhybu až do mezní únosnosti pro každý dílec [45]. Průřez a rozměry fasádních dílců jsou zřejmé z příčného řezu na obr. 4.7. Celkové rozměry a podepření zkušebních těles při zkoušce znázorňuje schéma uspořádání zatěžovacích zkoušek. Na obrázku je vidět umístění výztuže, která je na tomto schématu označena přerušovanou čarou naznačenou u krajních vláken příčného řezu. Dále jsou zde vidět umístěné tenzometry. Na každém zkušebním tělese byly umístěny vždy 4 tenzometry, které byly umístěny podélně kolem středu rozpětí dílce. V příčném směru byly dva snímače na středu tělesa a dále jeden snímač u každé hrany tělesa.

Těleso bylo zatěžováno plošným rovnoměrným zatížením. Tohoto účinku bylo dosaženo použitím vakuového zatížení. Těleso se položilo na zkušební komoru, konce tělesa se řádně utěsnily a vakuová pumpa následně z pod fasádního dílce odsávala vzduch. Takto vzniklo dokonale rovnoměrné plošné zatížení simulující působení větru.



Obr. 4.7 Průřez a rozměry fasádních dílců



Obr. 4.8 Celkové rozměry fasádního dílce

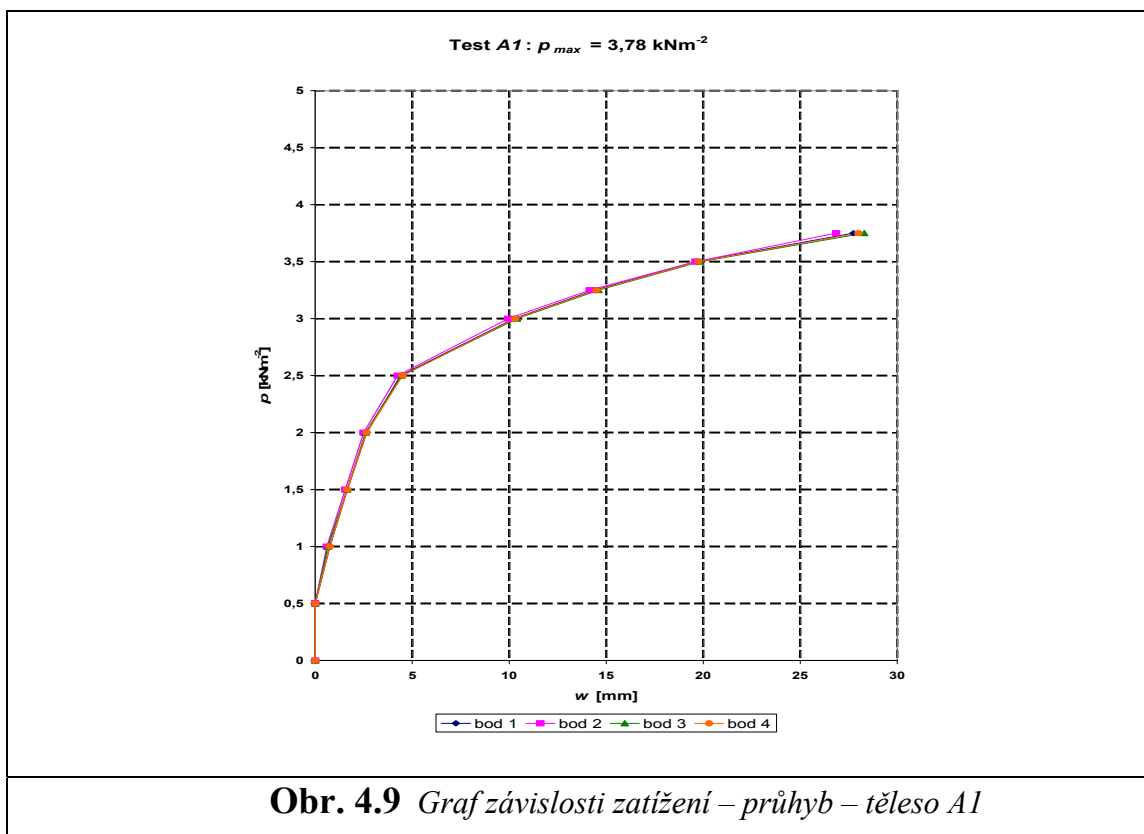
Stejně jak tomu bylo u elementárních vzorků, byl vypočten moment setrvačnosti a následně průřezový modul z rozměrů průřezů fasádních dílců. Z vypočítaného průřezového modulu a maximálního momentu získaného z maximálního zatížení byla vypočtena mez pevnosti. Tuhost v lineární oblasti je úměrná modulu pružnosti E a ten dostaneme z libovolné dvojice zatížení-průhyb měřené v této oblasti. Pro 6 různých měření bylo použito pouze 6 zkušebních fasádních dílců, což se samozřejmě může odrazit v přesnosti požadovaných hodnot.

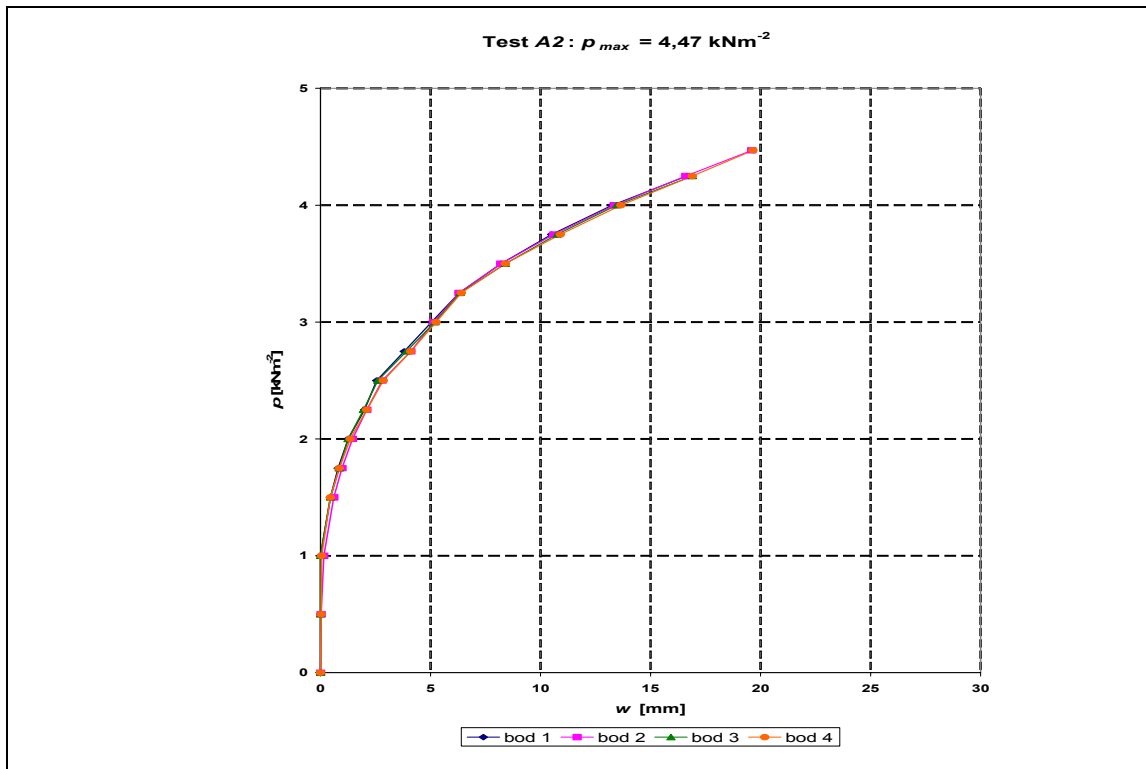
	okraj	A1	A2	A3	B1	B2	B3
napětí σ [MPa]	horní	3,15	3,73	2,18	9,94	11,32	14,49
napětí σ [MPa]	dolní	10,34	12,23	7,17	32,62	37,17	47,56
E [GPa]		14,1	31,9	20,6	27,5	21,3	27,1

Tab. 4.3 Vyhodnocení výsledků zatěžovacích zkoušek fasádních dílců s výztužnou sítí ze skelných vláken

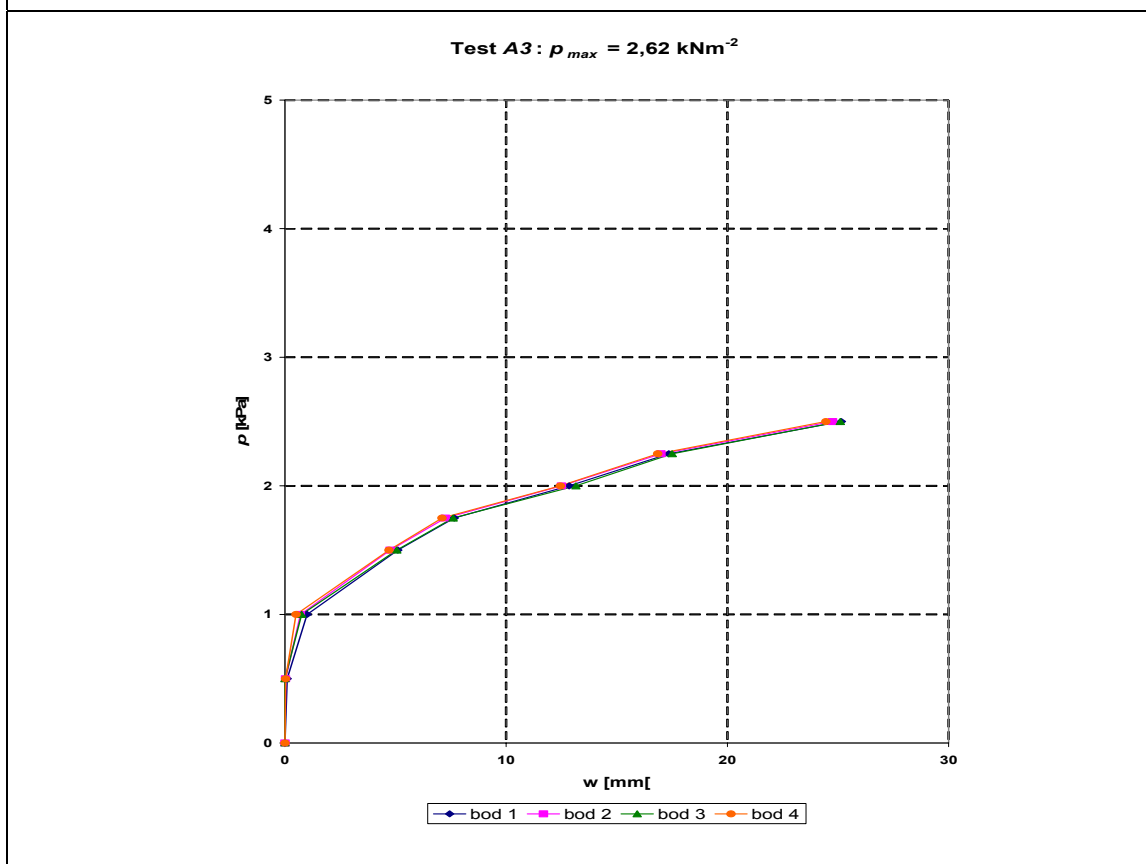
Výše popsané okraje (horní, dolní) v tab. 4.3 vychází z obr. 4.7, kde je jako horní okraj označen ten, který je v příčném řezu širší. Hodnoty napětí s označením A v tab. 4.3 jsou pro případ zatěžovacích zkoušek kdy byly dolní okraje taženy. Dílce v tab. 4.3 označeny B jsou při zatěžovací zkoušce orientovány naopak, žebrem vzhůru. U těchto dílců je tažený horní okraj průřezu. U fasádních dílců nebyla z grafů jednoznačně zřejmá oblast lineárního působení.

Na obr. 4.9 – 4.14 jsou grafy závislosti zatížení – průhyb. Tyto grafy nemají počátek závislosti přesně v hodnotě 0, což je dáno počátečním nastavením měřících zařízení, které snímaly průhyb bez vlivu vlastní tíhy.

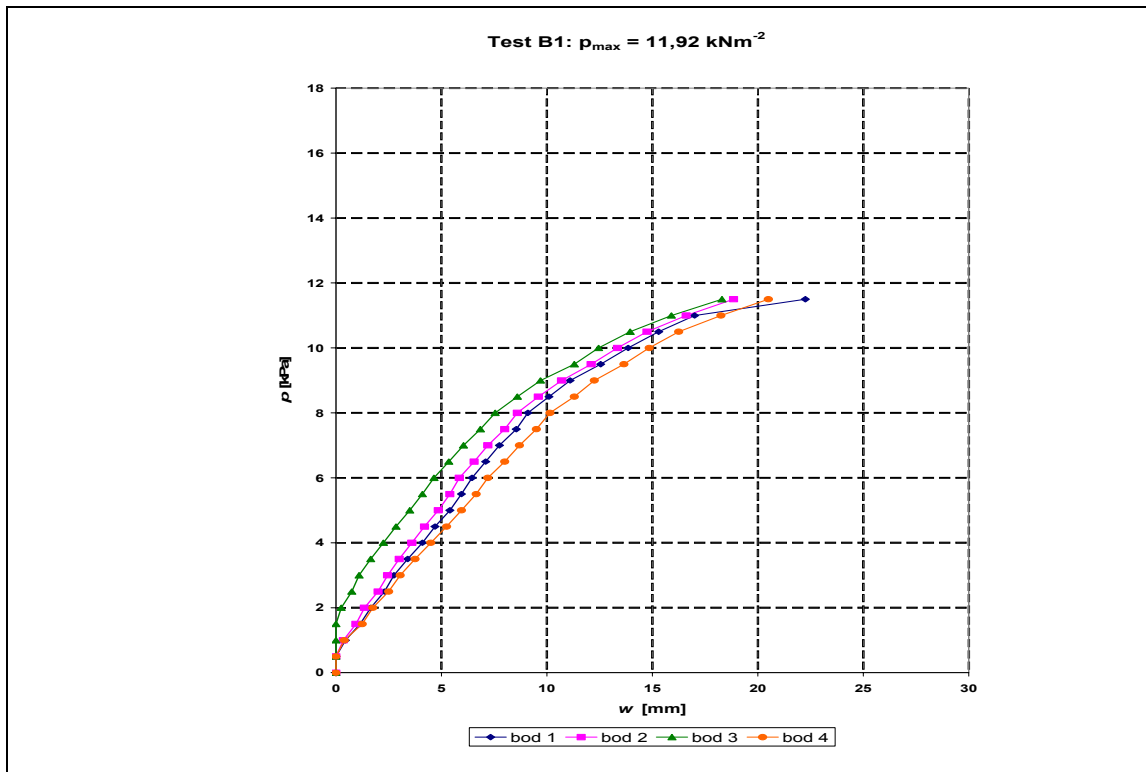




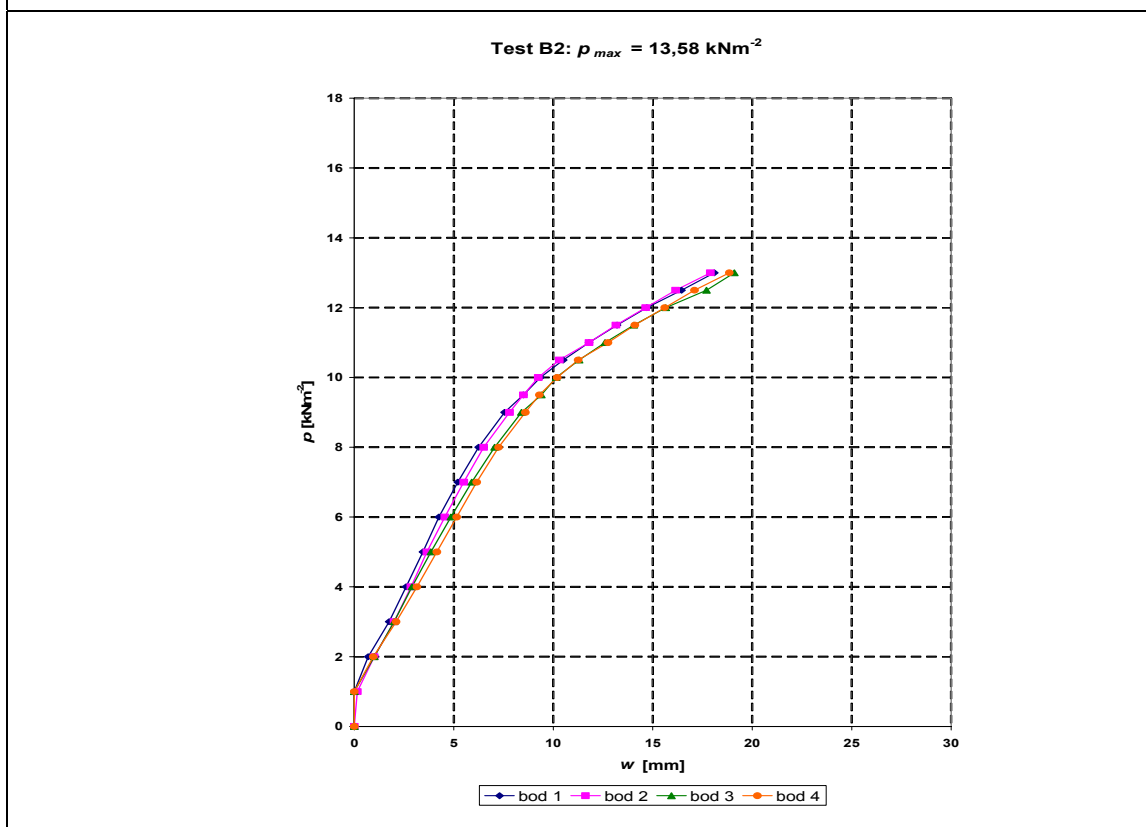
Obr. 4.10 Graf závislosti zatížení – průhyb – těleso A2



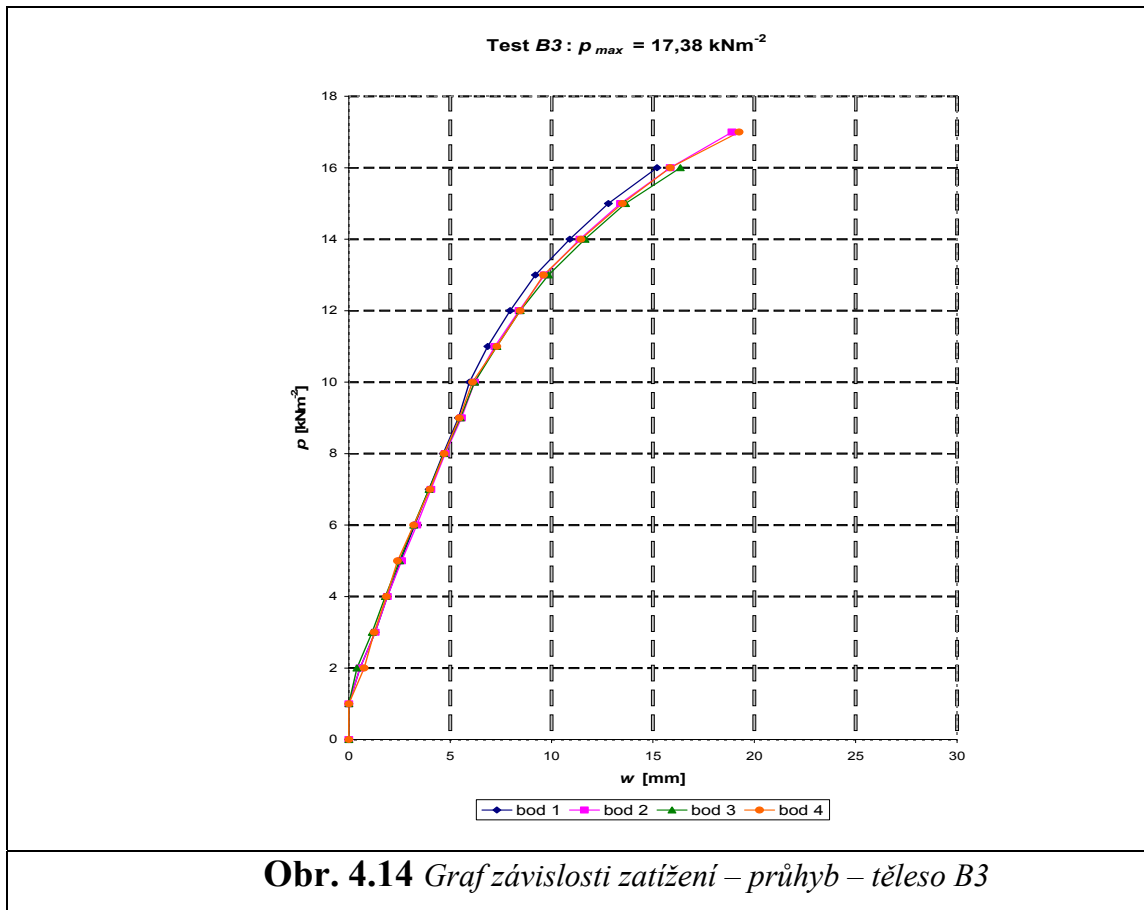
Obr. 4.11 Graf závislosti zatížení – průhyb – těleso A3



Obr. 4.12 Graf závislosti zatížení – průhyb – těleso B1



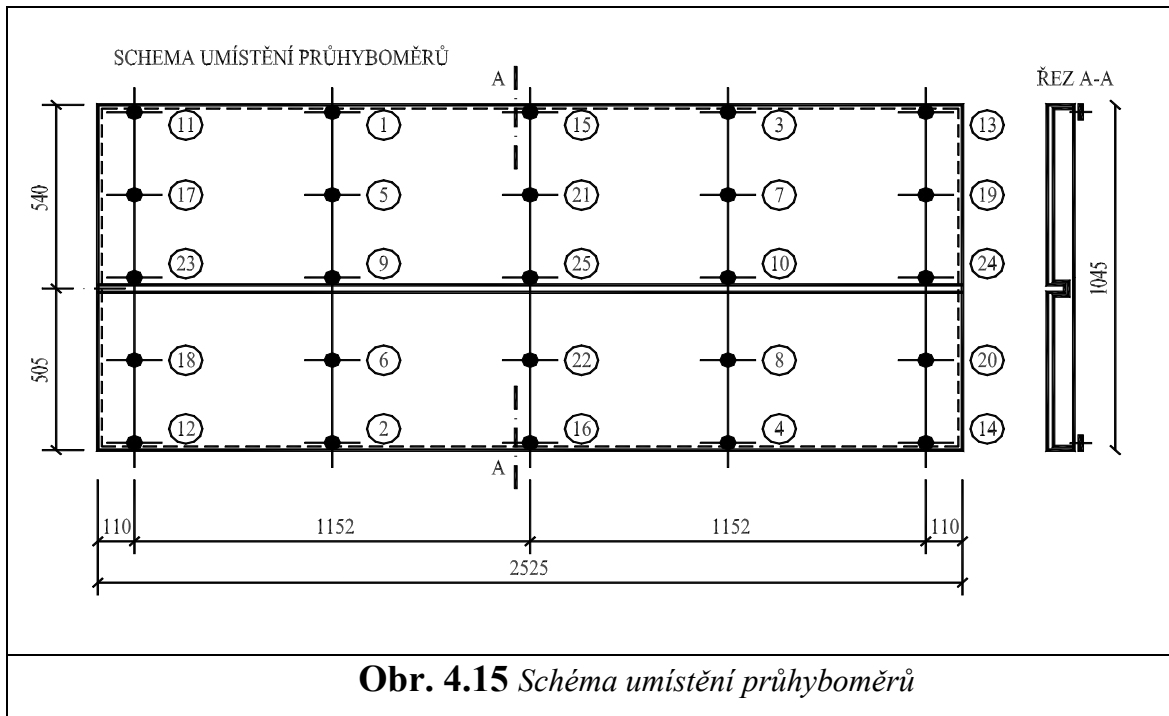
Obr. 4.13 Graf závislosti zatížení – průhyb – těleso B2

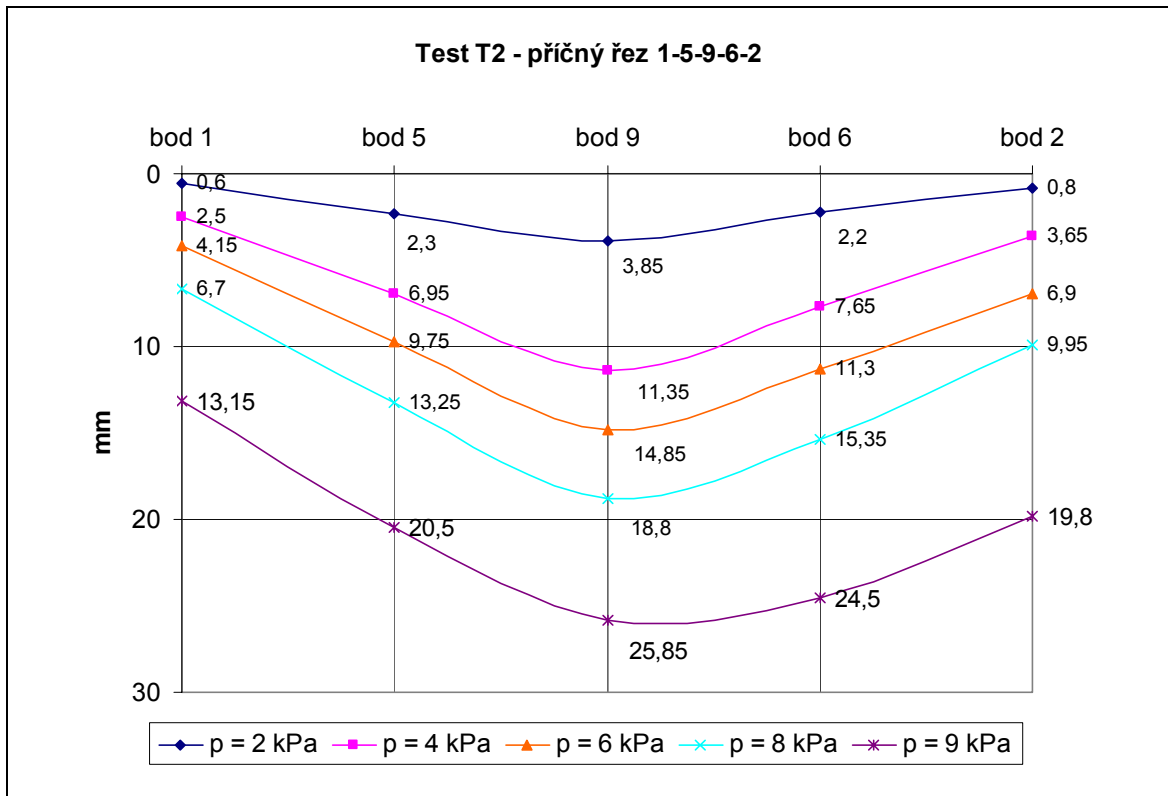


4.2.2. Experimentální ověřování skutečného působení a únosnosti fasádních dílců vyztužených rozptýlenou výztuží ze skelných vláken

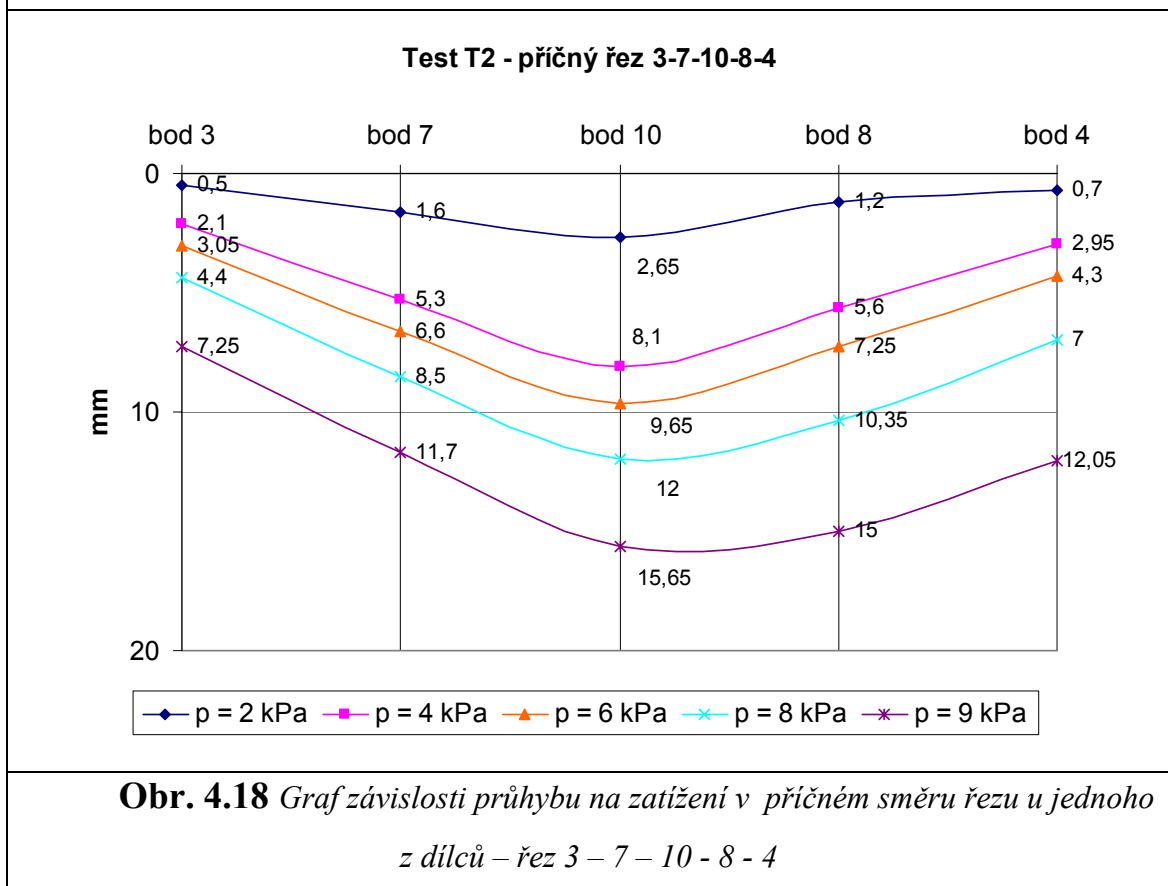
U nosných plošných dílců vyztužených rozptýlenou výztuží se simulovalo plošné zatížení metodou vakuování, podobně jak tomu bylo u fasádních dílců vyztužených sítí ze skelných vláken. Zkoumaly se hlavně průhyby v jednotlivých bodech plošného dílce jak je ukázáno na obr. 4.15.

Půdorysné rozměry dílců a příčný řez jsou patrné z obr. 4.15. Výsledkem tohoto měření byla závislost plošného zatížení vyjádřena v napětí na průhybu v jednotlivých řezech. Sledované řezy na zkušebním tělese jsou také znázorněny na obrázku 4.15 a jednotlivé body kde byly umístěny průhyboměry jsou označeny čísly od 1 až do 25. Zkušební tělesa byla namáhala až do svého porušení.





Obr. 4.17 Graf závislosti průhybu na zatížení v příčném směru řezu u jednoho z dílců – řez 1 – 5 – 9 – 6 - 2



Obr. 4.18 Graf závislosti průhybu na zatížení v příčném směru řezu u jednoho z dílců – řez 3 – 7 – 10 - 8 - 4

4.3. Vyhodnocení výsledků zatěžovacích zkoušek fasádních dílců vyztužených sítí ze skelných vláken

Vyhodnocení experimentů fasádních dílců bylo provedeno porovnáním experimentálně získaných hodnot odolnosti proti ohybovému namáhání dílců z betonu vyztuženého sítí tvořenou skelnými vlákny s teoretickými modely a statistickým vyhodnocením závislosti mezi teoretickými a experimentálními hodnotami s ohledem na statistické nejistoty náhodných proměnných, které ovlivňují výslednou odolnost prvku [47][46].

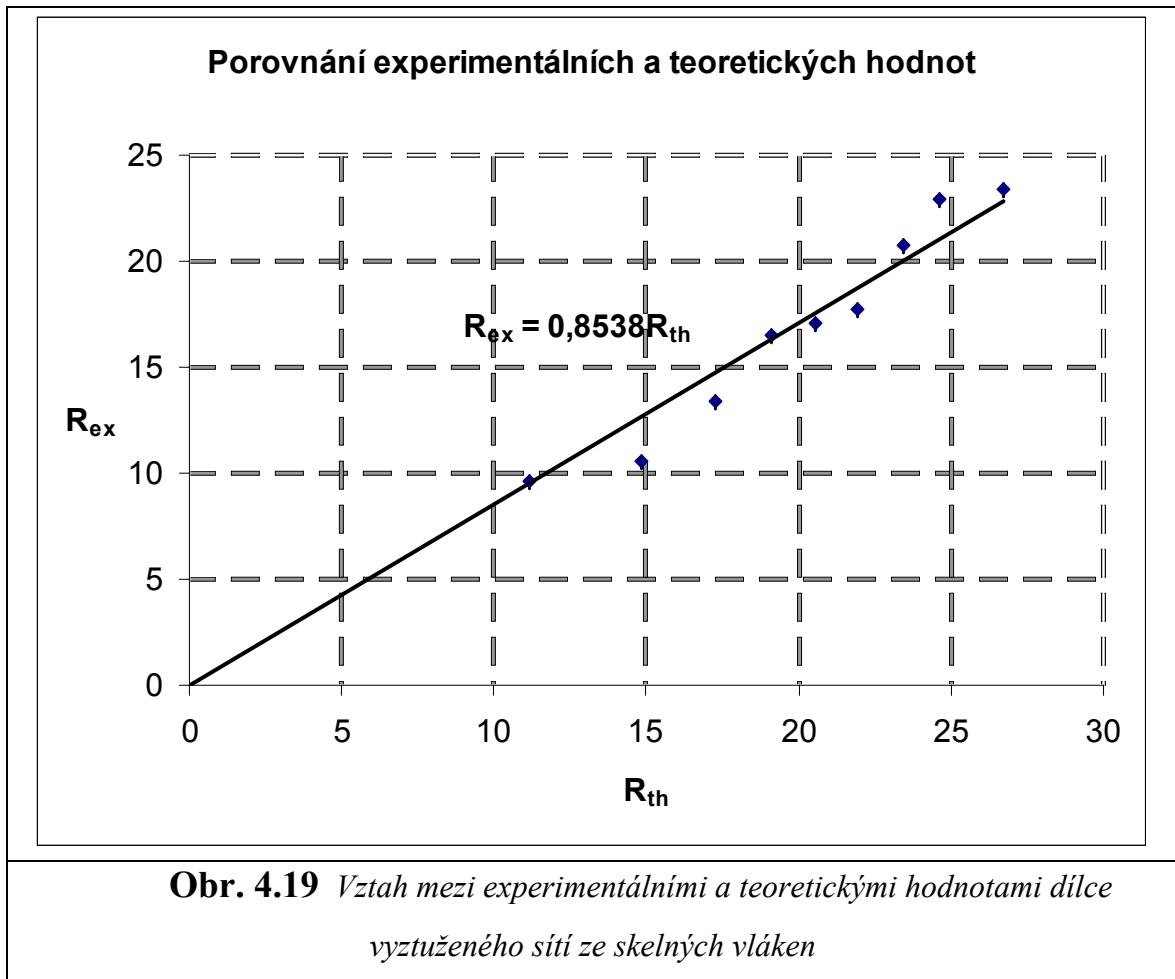
4.3.1. Vyhodnocení výsledků zkoušek

Zkoušky fasádních dílců poskytly hodnoty maximálního zatížení, při kterém dochází ke kolapsu dílce. Na základě maximálních hodnot zatížení byla stanovena mezní hodnota momentu, který pro účel dalšího vyhodnocení považujeme za odolnost získanou experimentálně $R_{ex} \approx M_{ex}$.

Teoretická hodnota odolnosti, tj. moment únosnosti M_{th} byla stanovena na základě výpočtu $M_{th} = W \cdot f_u$. Do tohoto vztahu byly za f_u dosazeny hodnoty mezních napětí v tahu za ohybu získaných ze zkoušek základních elementárních vzorků tříbodovým ohybem. W - průřezové moduly byly spočítány z jmenovitých geometrických rozměrů průřezu fasádních dílců [47], [46]. M_{th} je zde teoretická odolnost (R_{th}).

charakteristická hodnota únosnosti M_k [kNm]	0,70
návrhová hodnota únosnosti M_d [kNm]	0,51
součinitel spolehlivosti γ_M	1,39

Tab. 4.4 Výstupy metody navrhování na základě zkoušek pro dílce vyztužené sítí ze skelných vláken



4.4. Spřažené nosníky

Těžiště práce spočívá v experimentálním ověření skutečného působení a únosnosti ocelobetonových spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu. Zkoumána je zejména nadpodporová oblast spojitých nosníků, kde působí negativní ohybový moment [49].

V rámci experimentální analýzy, pro lepší porozumění skutečného chování těles ze sklovláknobetonu, byly provedeny zkoušky laboratorních těles zahrnující různé konfigurace základních materiálů a kombinace výztužných prvků:

- ocelové nosníky spřažené s betonovou deskou vyztuženou skelnými vlákny
- ocelové nosníky spřažené s nevyztuženou betonovou deskou
- ocelové nosníky spřažené s betonovou deskou vyztuženou sklenými vlákny i běžnou betonářskou výztuží

4.5. Zkušební tělesa

Zkušební tělesa pro každý výše zmiňovaný soubor experimentů se dále dělí na 3 podskupiny dle použitých ocelových nosníků. Každý soubor tedy obsahuje vždy 3 spřažené nosníky pro každý typ válcovaného ocelového profilu:

- IPE 180
- IPE 200
- IPE 220

V každém souboru je dohromady 9 zkušebních těles, pouze u posledního souboru jich je pouze 7. Celkový počet zkušebních těles je tedy 25.

Rozměry příčného řezu jsou patrné z obr. 4.20. Celková délka vyrobeného zkušebního spřaženého tělesa je 4000 mm. Uložení tělesa je na každé straně odsazeno o 500 mm. Staticky je tak prostě uložený nosník o rozpětí 3000 mm.

Spřažení mezi betonovou deskou a ocelovým nosníkem zajišťují spřahovací trny. Odporově přivařené trny o průměru 14 mm a délce 75 mm jsou umístěny v jedné řadě na středu nosníku po 100 mm v podélném směru.

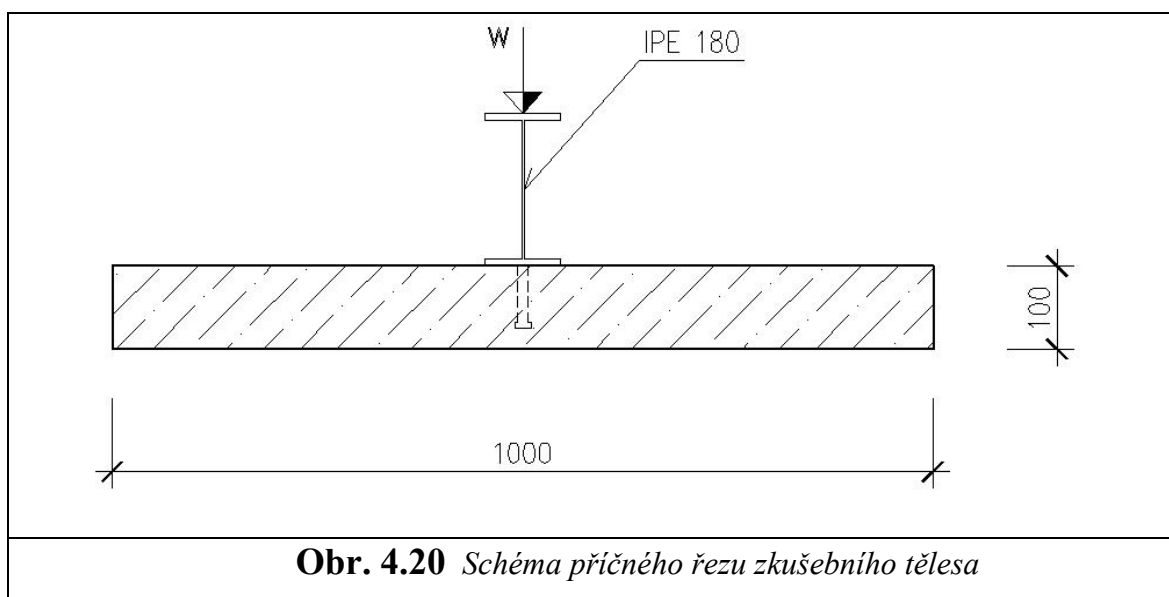
Vlastnosti betonu byly určeny na základě zkoušek základních těles, viz kapitoly 4.6.1, 4.6.2 a 4.6.3. Sklovláknobetonová směs oproti běžnému betonu obsahuje výrazně více cementu. Navážka 100 kg sklovláknobetonu je uvedena níže.

Navážka na 100kg sklovláknobetonu:

- Cement CEM I 52,546kg
- Písek Š- 27 B.....34,5kg
- Mikrosilika 940-U.....2,4kg
- Skleněné vlákno HP12.....2,4kg
- Plastifikátor Glenium ACE 40.....0,7kg
- Odpěňovač Lukosan – S.....0,03kg
- Voda.....14,5kg

Vlastnosti oceli byly určeny na základě tahových zkoušek dle CSN EN 10002-1. Pro každý IPE profil bylo provedeno vždy 6 testů. 3 vzorky pro realizaci tahových zkoušek byly odebrány z příruby (jejich průřez byl 60 x 3,5 mm) a 3 ze stojiny (o průřezu 60 x 2 mm). Zde jsou uvedeny střední hodnoty naměřených veličin pro jednotlivé IPE nosníky.

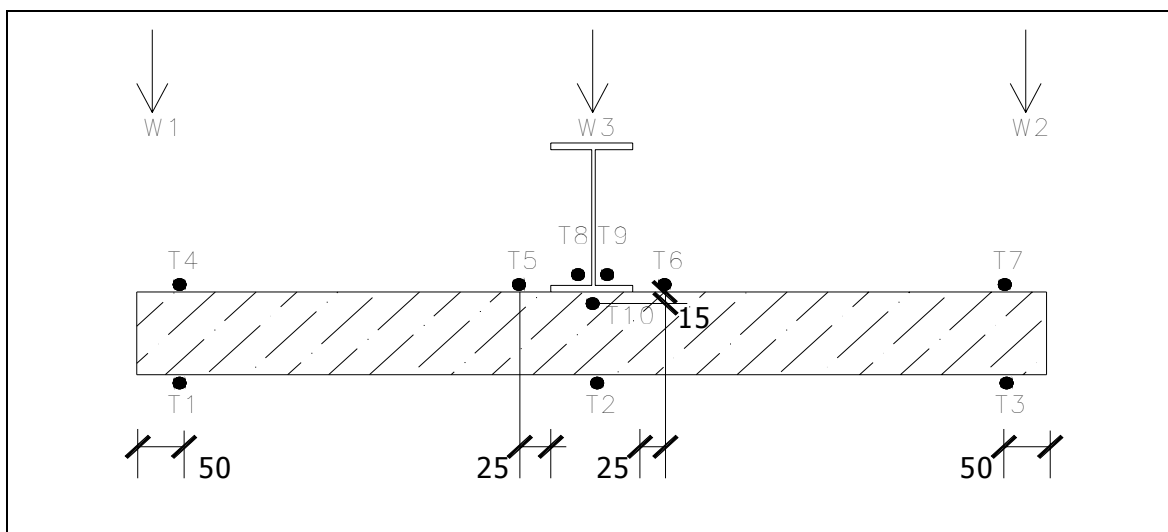
	Mez pevnosti	Mez kluzu	Modul pružnosti
IPE 180 - příruba	411,8 MPa	294,5 MPa	215,9 GPa
IPE 180 - stojina	415,6 MPa	339,2 MPa	205,7 GPa
IPE 200 - příruba	401,2 MPa	291,7 MPa	221,5 GPa
IPE 200 - stojina	412,9 MPa	356,4 MPa	206,6 GPa
IPE 220 - příruba	422,7 MPa	298,0 MPa	210,3 GPa
IPE 220 - stojina	421,0 MPa	328,1 MPa	203,7 GPa



Obr. 4.20 Schéma příčného řezu zkušebního tělesa

Každé zkušební těleso bylo osazeno deseti tenzometry. Snímače byly umístěny vždy ve středu rozpětí zkušebního tělesa. Na obr. 4.2 je schéma umístění snímačů v příčném směru. Tenzometr s označením T 10 byl umístěn přímo do betonové desky během betonáže. Tento snímač je umístěn pouze u pilotního zkušebního tělesa v prvním souboru zkušebních těles.

Kromě tenzometrů jsou při experimentu použity průhyboměry. Na obr. 4.2 jsou označeny W1 – W3 a v podélném směru jsou umístěny v polovině rozpětí zkušebního tělesa.



Obr. 4.21 Příčný řez zkušebním tělesem s osazenými tenzometry



Obr. 4.22 Zkušební těleso osazené ve zkušebním zařízení

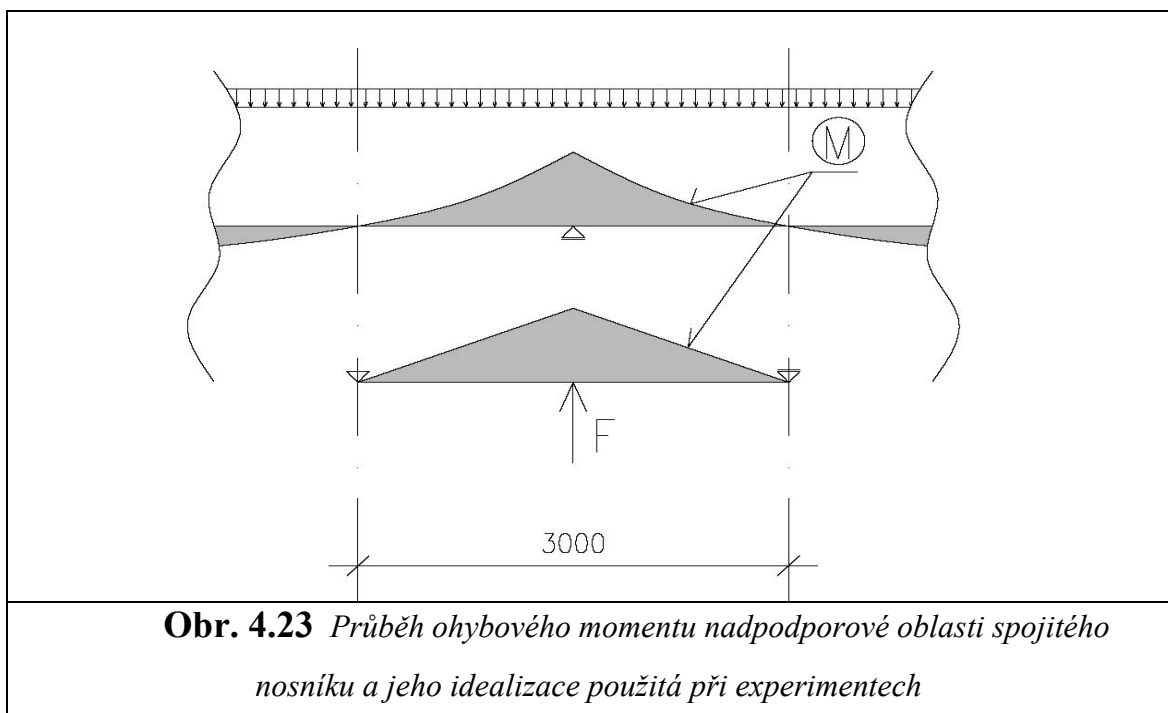
4.5.1. Měřicí a zkušební zařízení

Spřažené nosníky byly osazeny odporovými tenzometry umístěnými na povrchu betonové desky (T1 – T7) a na okrajích ocelového nosníku I (T8 – T9). Na povrchu betonu byly aplikovány tenzometry o délce 100mm typu LY41-100/120 HBM, nalepené lepidlem X60 HBM po předchozím obroušení povrchu diamantovým kotoučem a penetraci shodným lepidlem. Na ocelový nosník I byly použity tenzometry LY11-10/350 HBM, nalepené po úpravě povrchu lepidlem Z70 HBM. Jednotlivé tenzometry byly zapojeny třídrátově do 1/4můstkového obvodu. Průhyb vzorku byl snímán na okrajích a ve středu profilu třemi indukčnostními snímači posunutí WA 200, HBM (w1 – w3). Všechny snímače byly umístěny ve středu rozpětí tělesa.

Zatěžující síla byla nastavována a udržována na zvolené hladině elektrohydraulickým zkušebním systémem ED2000 INOVA Praha. Sledované veličiny byly zpracovávány, vzorkovány a ukládány v digitální formě měřicí ústřednou MC 32, BMC či později měřicí ústřednou MGCplus, HBM.

4.6. Provedení experimentů

Zkoušky simulují namáhání nadpodporové oblasti u spojitých nosníků záporným ohybovým momentem. Záporný ohybový moment je zde dosažen převrácením horních a dolních vláken zkušebního tělesa.



Obr. 4.23 Průběh ohybového momentu nadpodporové oblasti spojitého nosníku a jeho idealizace použitá při experimentech

Nahrazení nadpodporové části spojitého systému prostým nosníkem s převrácenými horními a dolními vlákny není sice zcela přesné (obr. 4.4), ovšem je to značné zjednodušení experimentů vzhledem k náročnosti a proveditelnosti. Zkušební těleso i po “zidealizování“ průběhu ohybového momentu má hmotnost přes 1000 kg. Manipulace s takovýmto tělesem je vysoce časově i technicky náročná. Nepřesnost v průběhu ohybového momentu je akceptovatelná pro dosažení věrohodných výsledků.

Tělesa byla zatěžována osamělou silou uprostřed rozpětí. Tato síla byla vnášena pomocí hydraulického lisu, a to po krocích 5 kN. Při dosažení každého zatěžovacího kroku bylo těleso vizuálně zkontrolováno. Následně se začalo přitěžovat o další zatěžovací krok. Kromě průhybů a napětí na desce a oceli se sledoval i vznik trhlin. Každá trhlina byla označena, změřena a sledoval se její růst v závislosti na dalším zatěžování.

4.6.1. Zatěžovací zkoušky spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu bez betonářské výztuže

První sada experimentů ocelových nosníků spřažených s betonovou deskou vyztuženou skelnými vlákny proběhla na Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí Fakulty stavební VUT v roce 2009. Složení betonové směsi bylo obdobné jako u těles fasádních dílců. Objem skelných vláken byl 2%. Postup a průběh zkoušek byl pospán výše. Po odzkoušení prvních těles byl proces zatěžování urychlen. Přibližně do poloviny očekávané únosnosti tělesa byl zvětšen přírůstek síly z 5 kN na 10 kN.

Pro ověření základních materiálových charakteristik betonové směsi vyztužené skelnými vlákny byly provedeny zkoušky základních zkušebních vzorků, které byly vyrobeny ze stejné betonové směsi která byla použita pro zkušební spřažená tělesa.

Parametry vláknobetonu, první série těles:

- Krychelná pevnost v tlaku

vz. č. 1	148x149x150 mm	$F_{\max} = 1930 \text{ kN}$	86,9 MPa
vz. č. 2	148x149x150 mm	$F_{\max} = 1875 \text{ kN}$	84,5 MPa
vz. č. 3	149x148x150 mm	$F_{\max} = 1895 \text{ kN}$	85,9 MPa

- Pevnost v prostém tahu (hranoly)

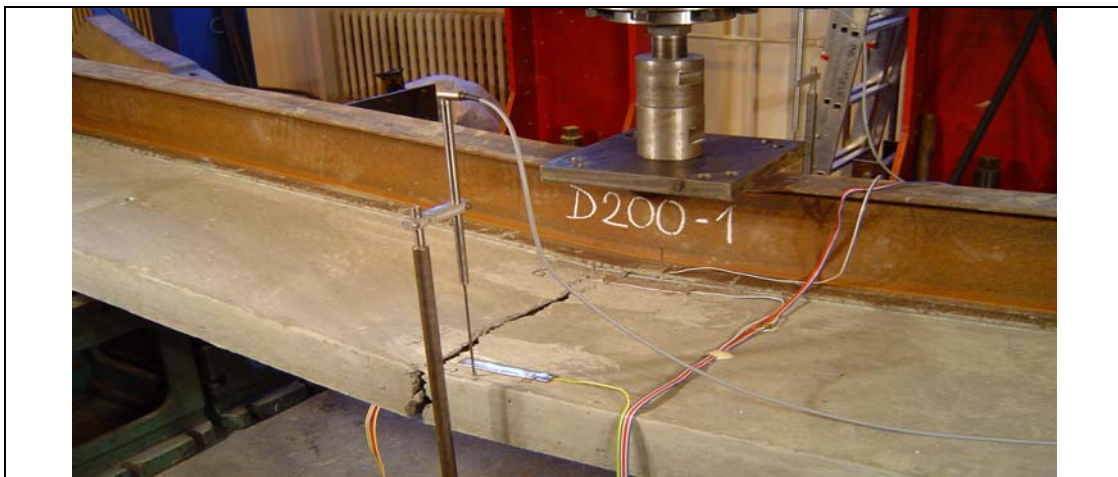
vz. č. 1	100x99,5x400 mm	$F_{\max} = 38,0 \text{ kN}$	3,82 MPa
vz. č. 2	100x98,5x400 mm	$F_{\max} = 42,5 \text{ kN}$	4,31 MPa

vz. č. 3	100x99 x400 mm	$F_{\max} = 39,1 \text{ kN}$	3,94 MPa
	- Pevnost v tahu za ohybu (hranoly) osazeno tenzometrem 50/120 LY41		
vz. č. 1	100x100x400 mm	$F_{\max} = 48,6 \text{ kN}$	14,80 MPa
vz. č. 2	100x100x400 mm	$F_{\max} = 39,1 \text{ kN}$	12,03 MPa
vz. č. 3	100x100x400 mm	$F_{\max} = 44,7 \text{ kN}$	13,40 MPa
	- Moduly pružnosti		

Hranol byl osazen oboustranně odporovými tenzometry LY 41 100/120 HBM, ze záznamů deformací a síly byly určeny průměrné hodnoty modulů pružnosti:

$$E_{\text{tlak}} = 24,4 \text{ GPa}$$

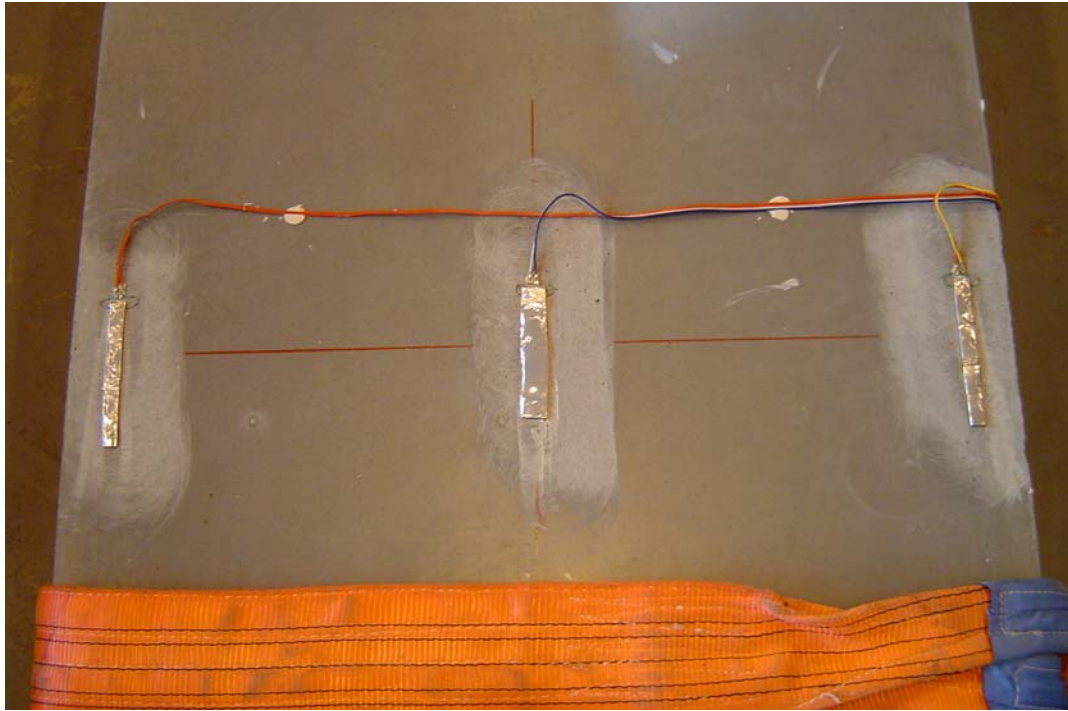
$$E_{\text{tah}} = 21,07 \text{ GPa}$$



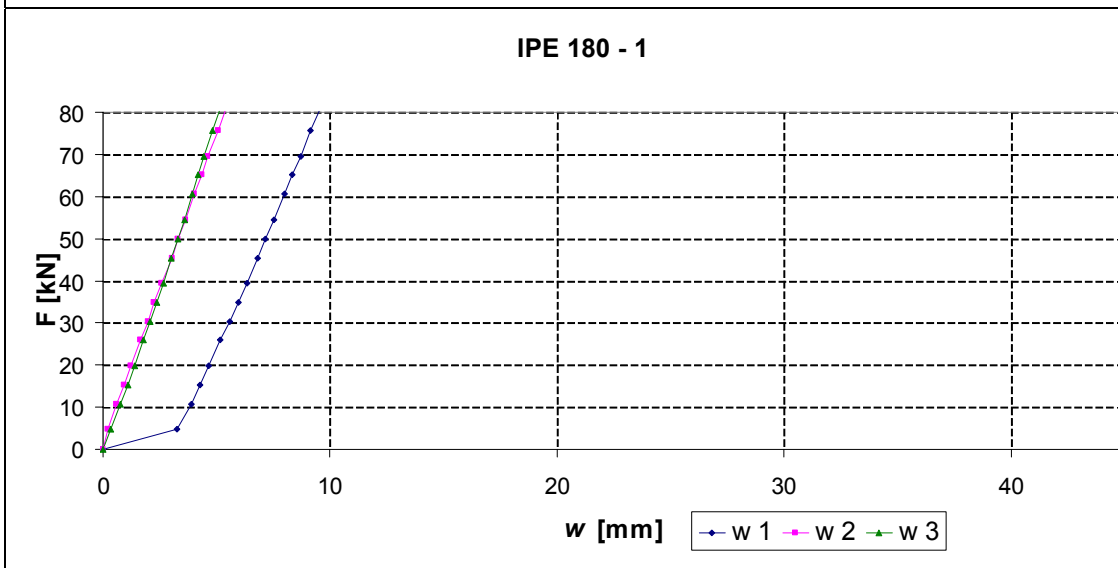
Obr. 4.24 Porušené zkušební těleso – betonová deska vyztužena sklenými vlákny



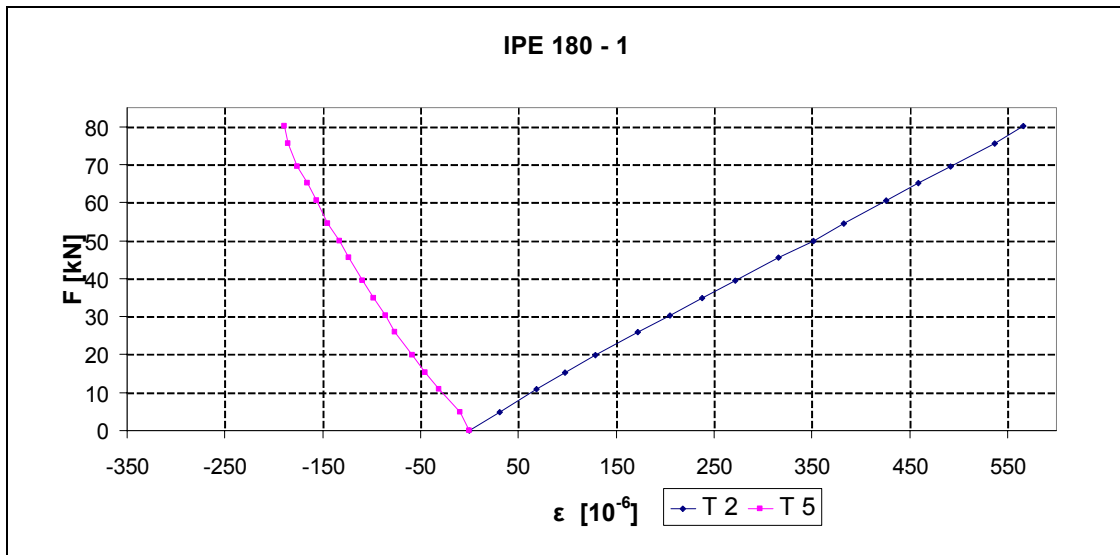
Obr. 4.25 Elementární zkušební vzorek osazený tenzometrem



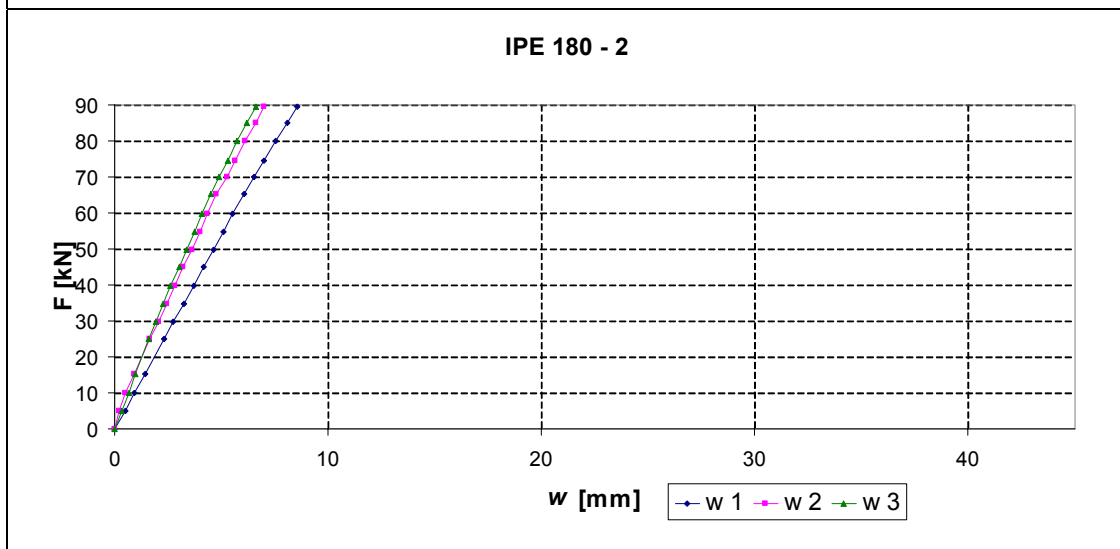
Obr. 4.26 Osazení povrchu betonu tenzometry LY41-100/120 HBM



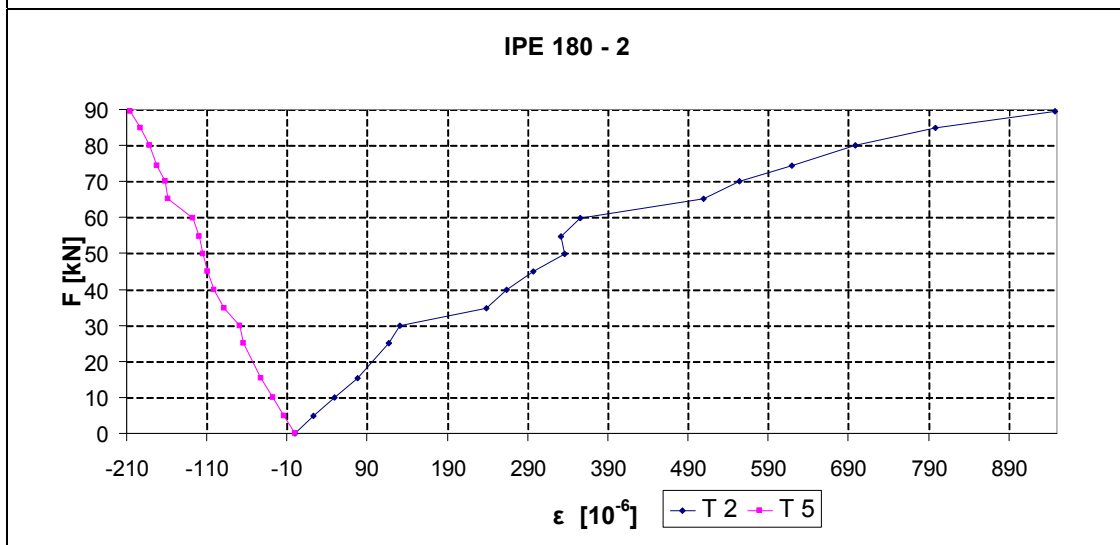
Obr. 4.27 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 1 (vláknobeton)



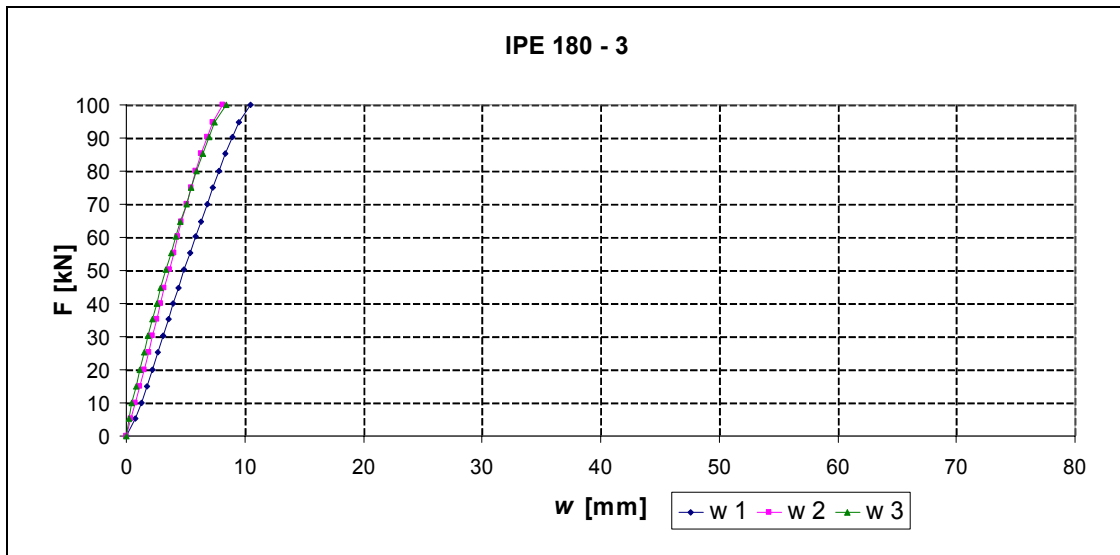
Obr. 4.28 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 1 (vláknobeton)



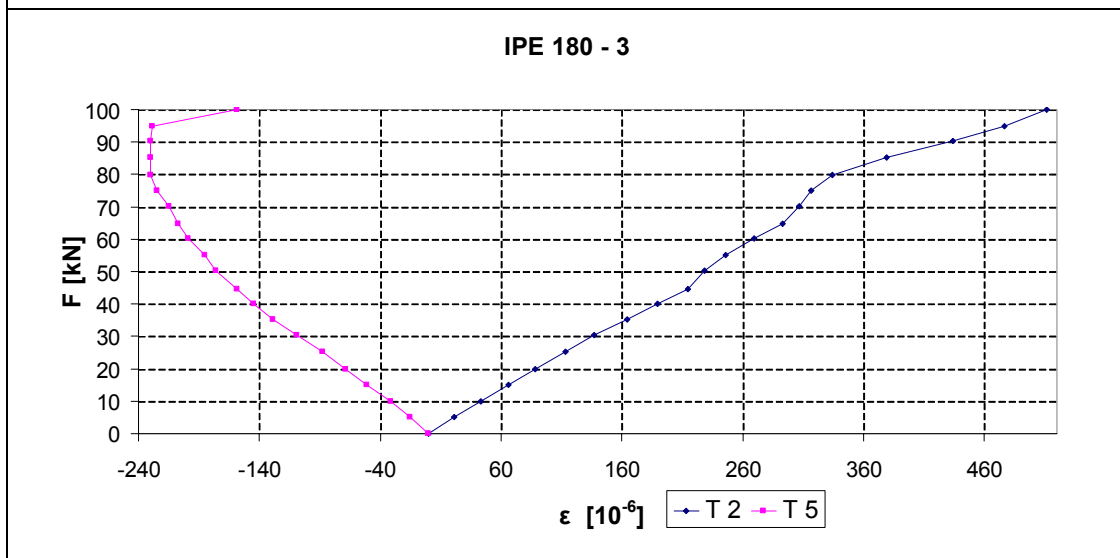
Obr. 4.29 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 – 2 (vláknobeton)



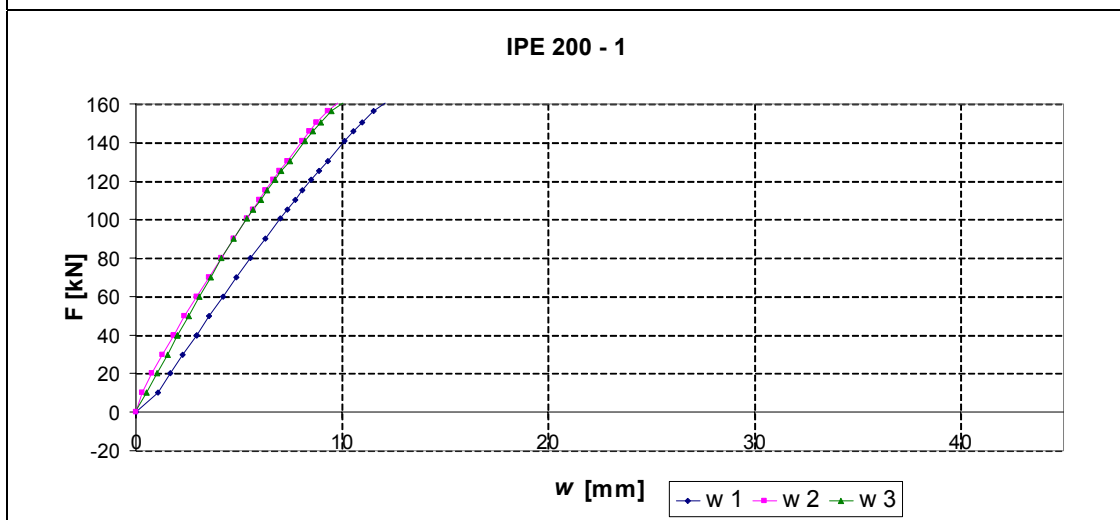
Obr. 4.30 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 2 (vláknobeton)



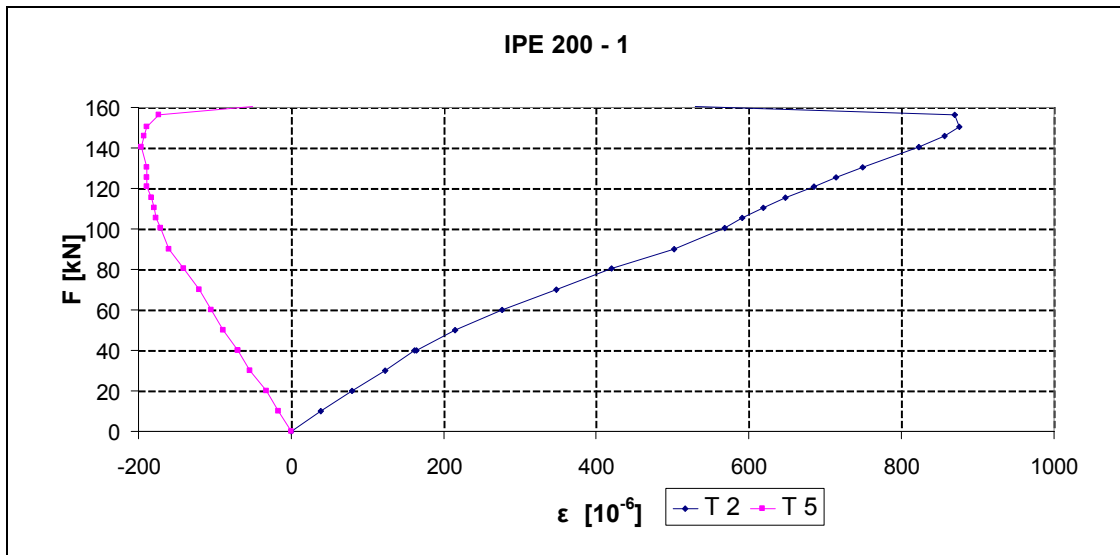
Obr. 4.31 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 3 (vláknobeton)



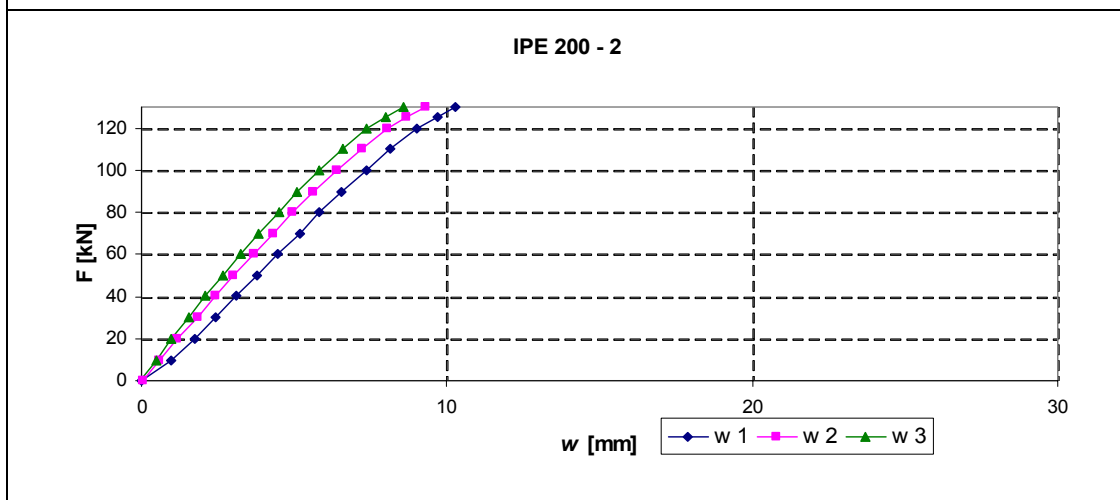
Obr. 4.32 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 3 (vláknobeton)



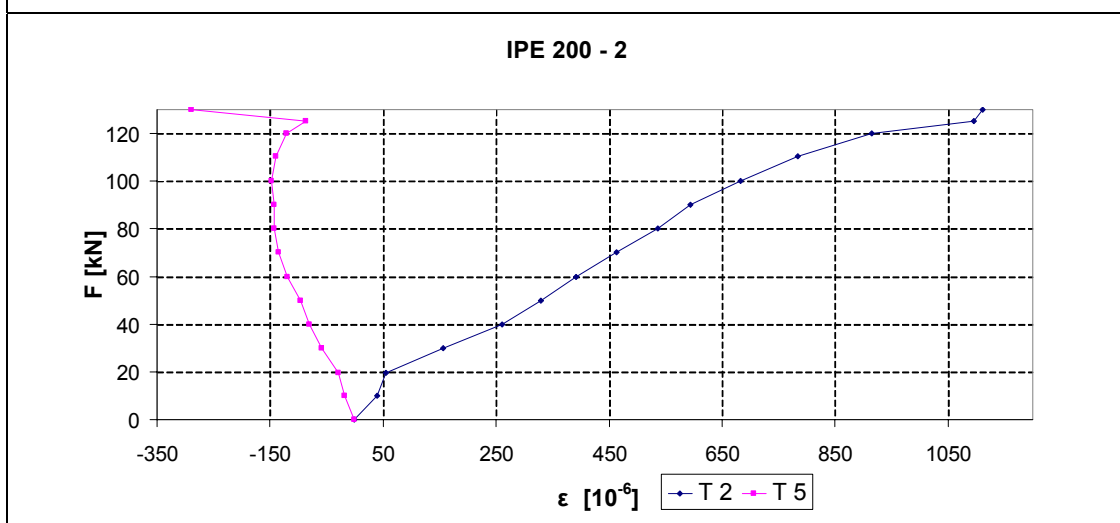
Obr. 4.33 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 1 (vláknobeton)



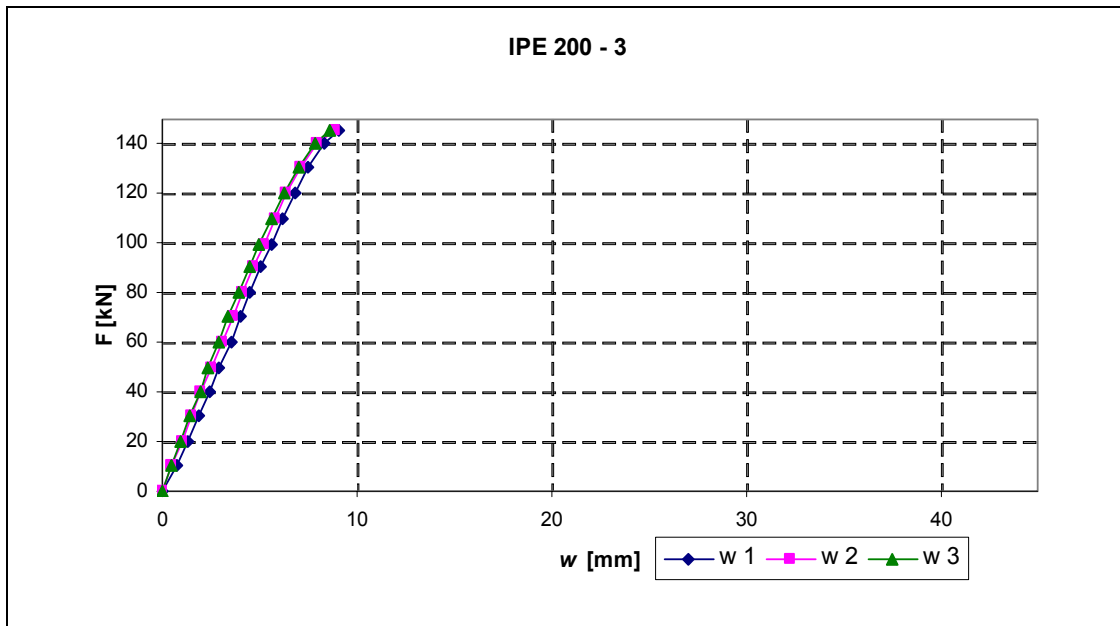
Obr. 4.34 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 1 (vláknobeton)



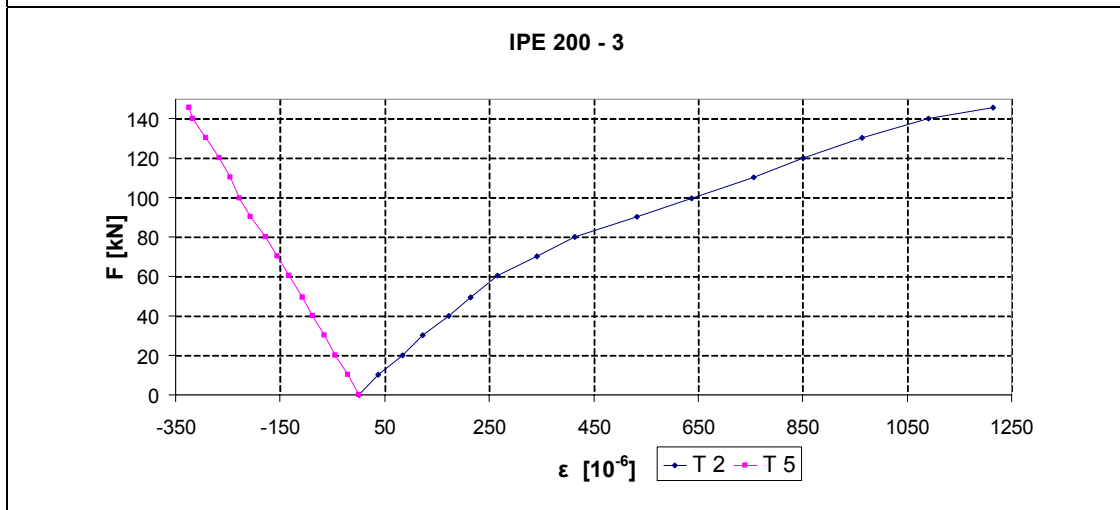
Obr. 4.35 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 2 (vláknobeton)



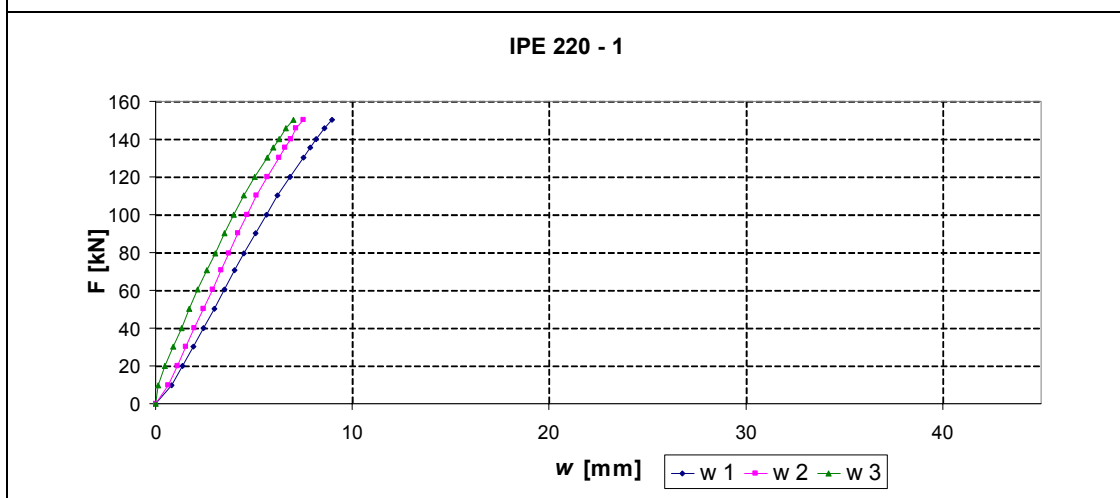
Obr. 4.36 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 2 (vláknobeton)



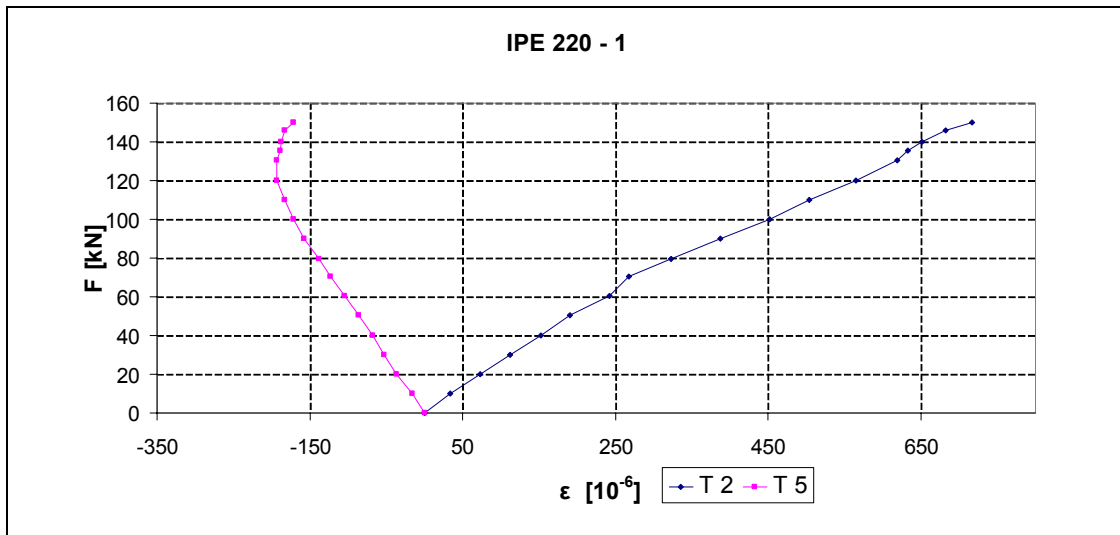
Obr. 4.37 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 – 3 (vláknobeton)



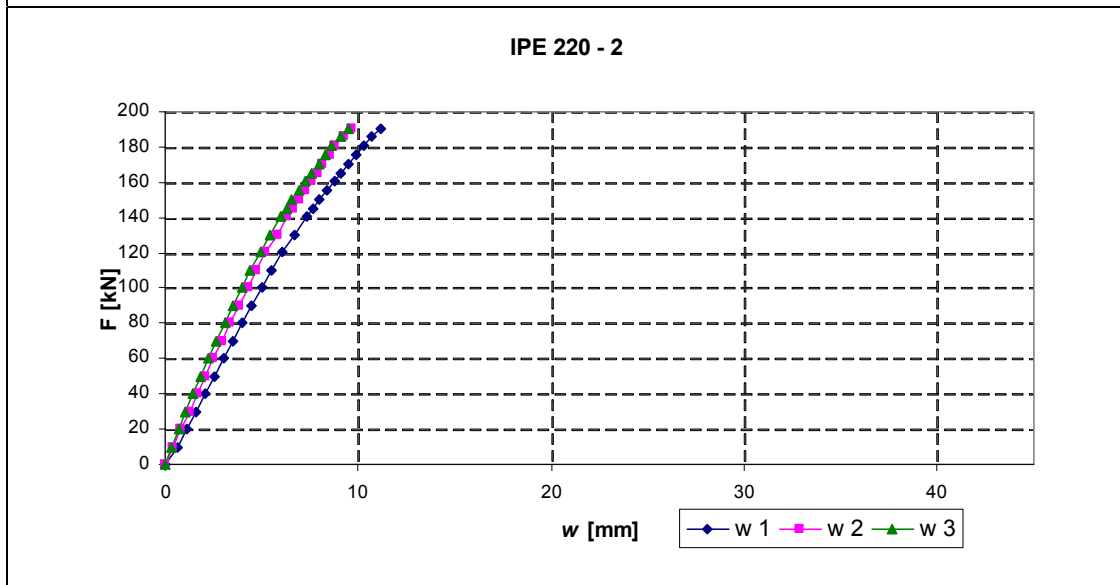
Obr. 4.38 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 3 (vláknobeton)



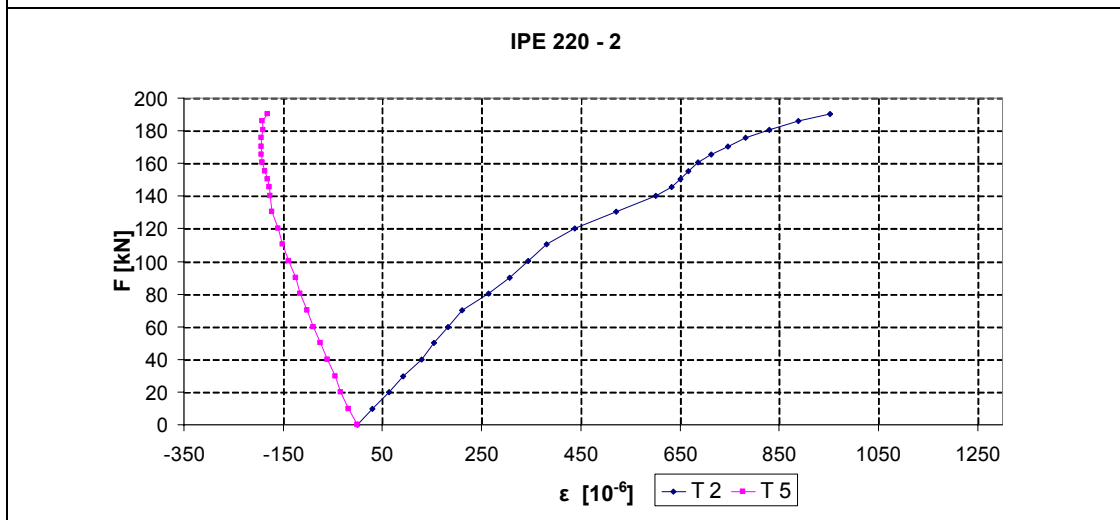
Obr. 4.39 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220 – 1 (vláknobeton)



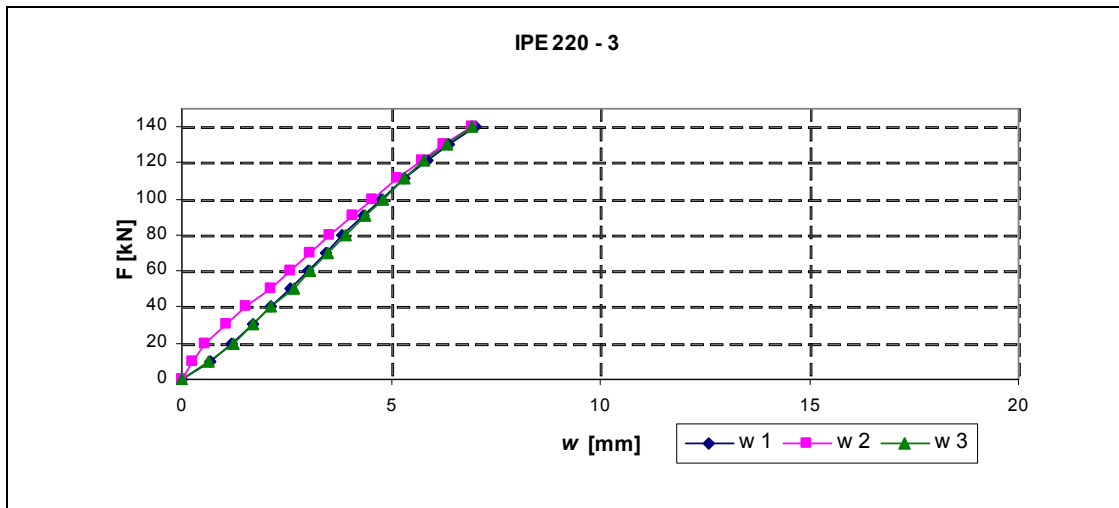
Obr. 4.40 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 1 (vláknobeton)



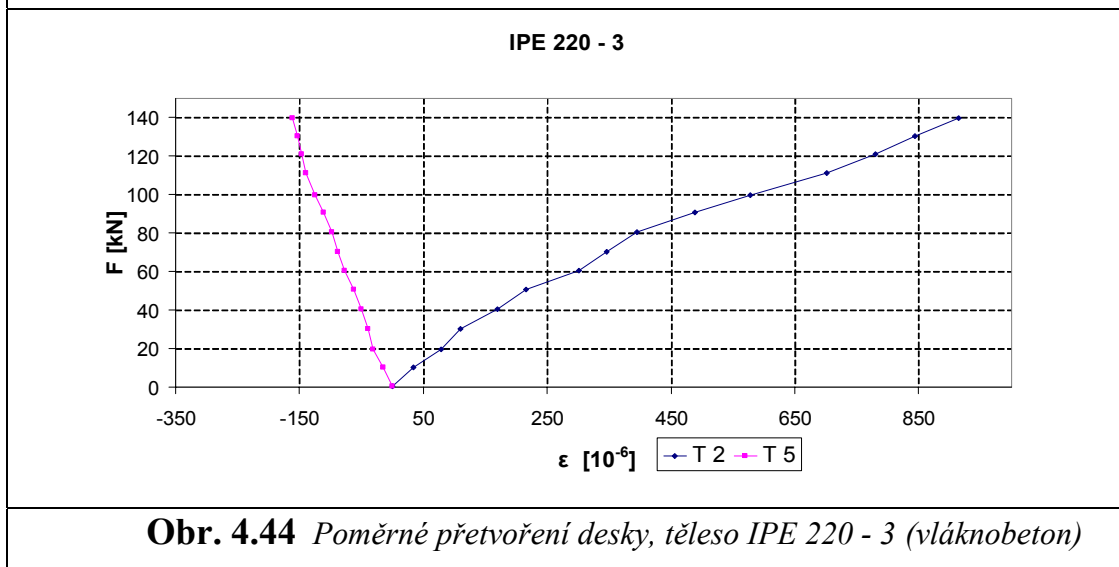
Obr. 4.41 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220 - 2 (vláknobeton)



Obr. 4.42 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 2 (vláknobeton)



Obr. 4.43 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220 - 3 (vláknobeton)



Obr. 4.44 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 3 (vláknobeton)

4.6.2. Zatěžovací zkoušky spřažených nosníků s deskou z prostého betonu bez výztuže

Zatěžovací zkoušky spřažených nosníků s deskou z prostého betonu byly provedeny pro ověření přínosu sklovláknobetonu. Tyto testy byly uskutečněny za účelem ověření skutečného příspěvku skelných vláken. Porovnáním výsledků těchto zatěžovacích zkoušek s výsledky experimentů předešlého souboru těles v kapitole 4.6.1 lze získat představu o vlivu skelných vláken na tahové vlastnosti betonové směsi.

Postup a provedení experimentů zkušebních těles je shodný s 4.6.1 a je popsán v kapitole 4.6.

Parametry betonu, druhá série těles:

- Krychelná pevnost v tlaku

vz. č. 1	149x149x150 mm	$F_{\max} = 1860 \text{ kN}$	74,4 MPa
vz. č. 2	150x149x150 mm	$F_{\max} = 1835 \text{ kN}$	75,8 MPa
vz. č. 3	149x150x150 mm	$F_{\max} = 1795 \text{ kN}$	72,9 MPa

- Pevnost v prostém tahu (hranoly)

vz. č. 1	100x99,8x400 mm	$F_{\max} = 22,0 \text{ kN}$	1,82 MPa
vz. č. 2	100x99,5x400 mm	$F_{\max} = 24,5 \text{ kN}$	2,11 MPa
vz. č. 3	100x100 x400 mm	$F_{\max} = 23,1 \text{ kN}$	1,92 MPa

- Pevnost v tahu za ohybu (hranoly) osazeno tenzometrem 50/120 LY41

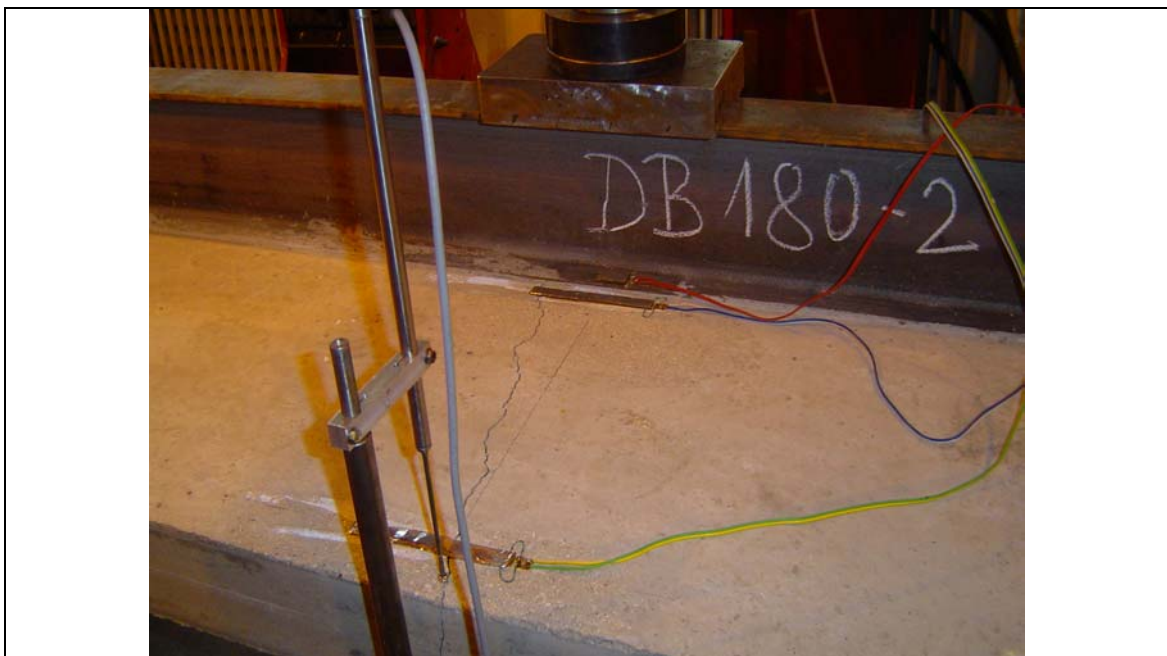
vz. č. 1	100x100x400 mm	$F_{\max} = 16,6 \text{ kN}$	4,85 MPa
vz. č. 2	100x100x400 mm	$F_{\max} = 13,2 \text{ kN}$	4,03 MPa
vz. č. 3	100x100x400 mm	$F_{\max} = 15,7 \text{ kN}$	4,42 MPa

- Moduly pružnosti

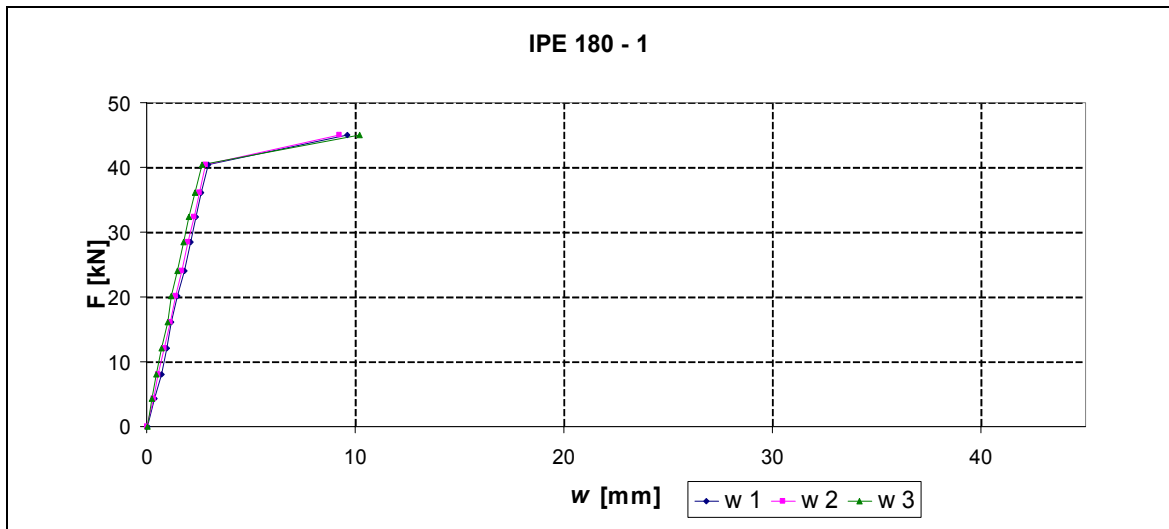
Hranol byl osazen oboustranně odporovými tenzometry LY 41 100/120 HBM, ze záznamů deformací a síly byly určeny průměrné hodnoty modulů pružnosti:

$$E_{\text{tlak}} = 29,40 \text{ GPa}$$

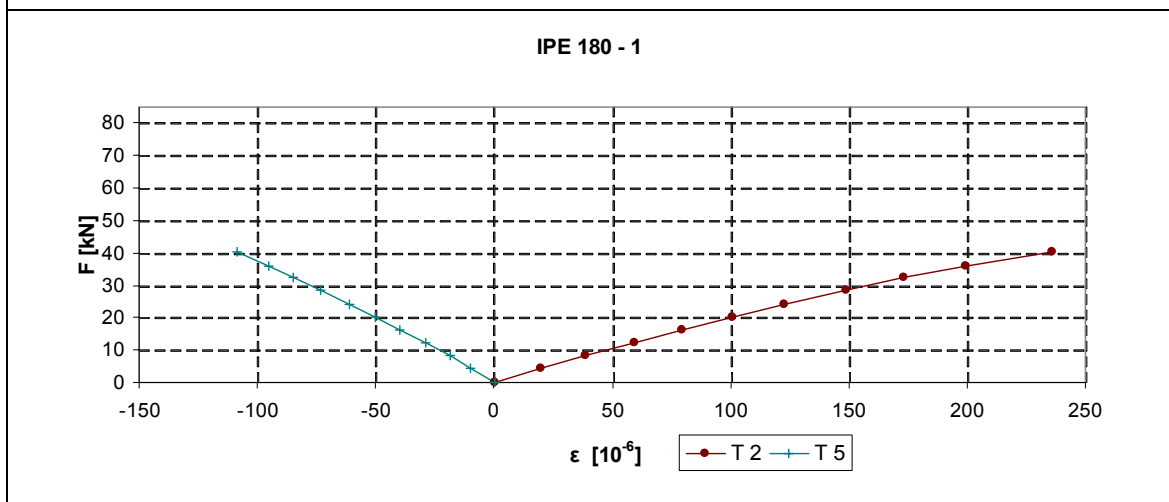
$$E_{\text{tah}} = 24,02 \text{ GPa}$$



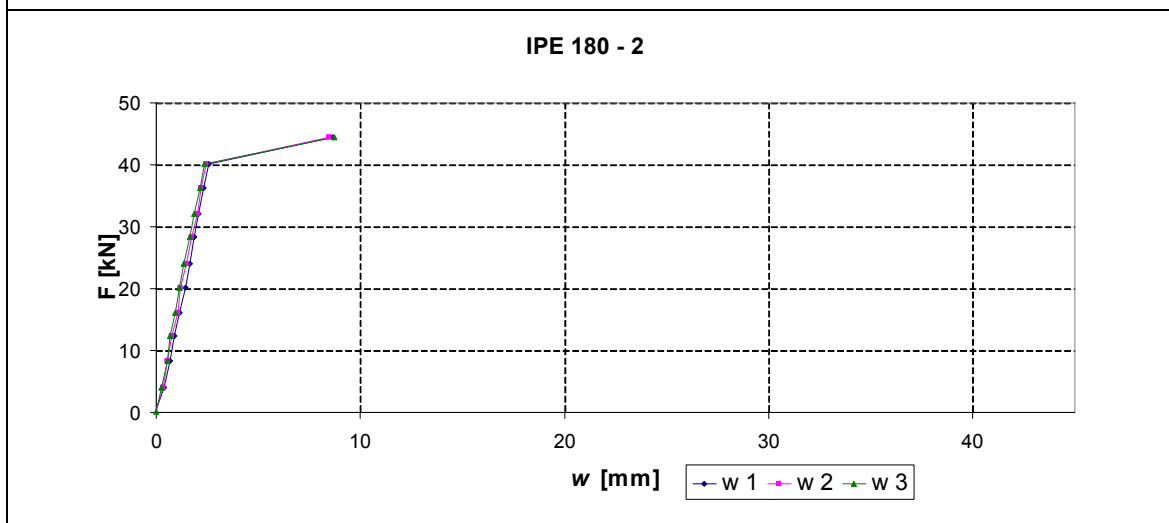
Obr. 4.45 Magistrální trhлина v betonové desce při kolapsu zkušební tělesa s deskou z prostého betonu



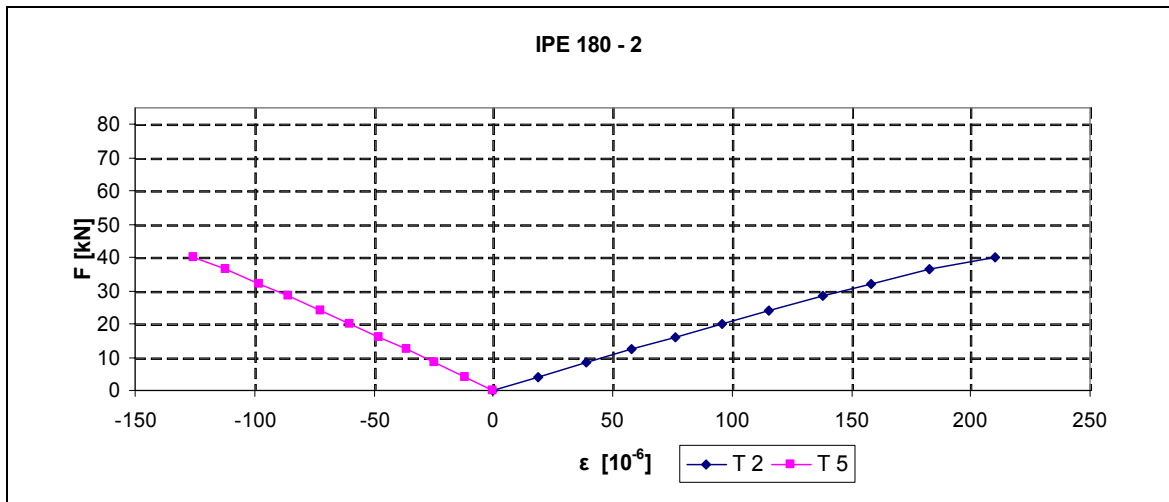
Obr. 4.46 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 1 (C60/67)



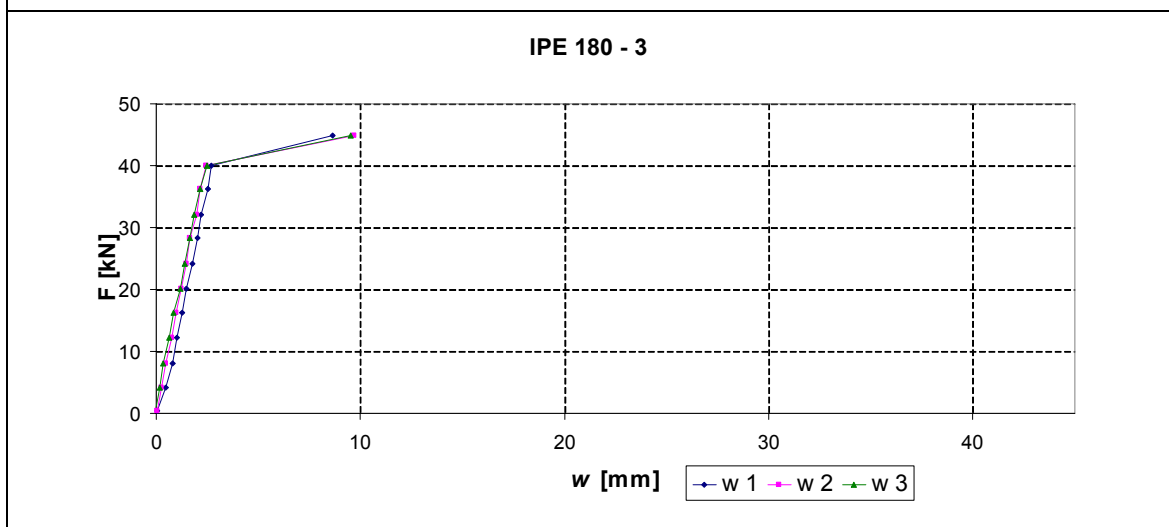
Obr. 4.47 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 1 (C60/67)



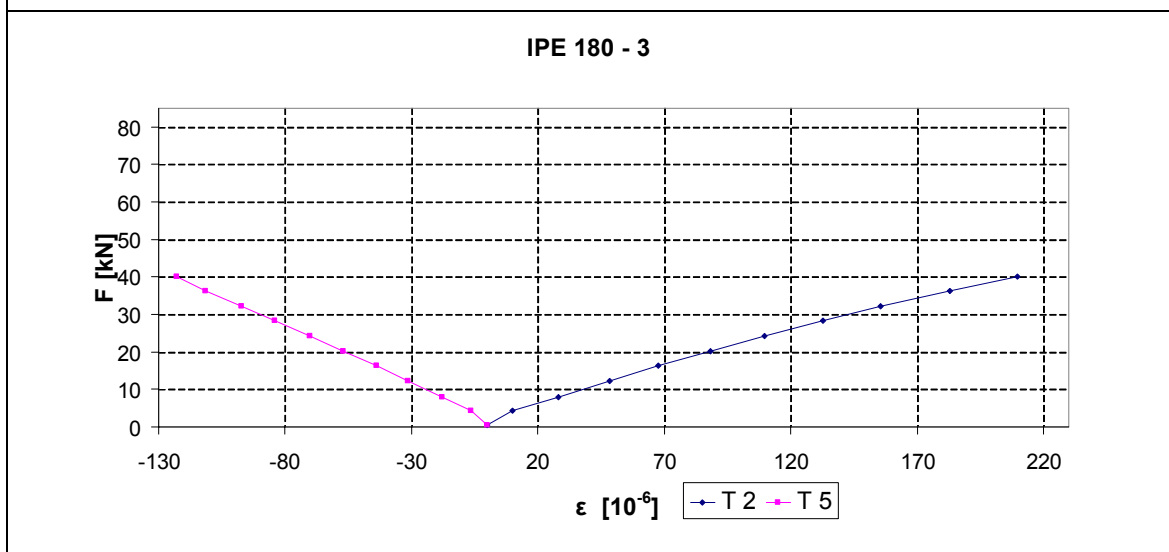
Obr. 4.48 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 2 (C60/67)



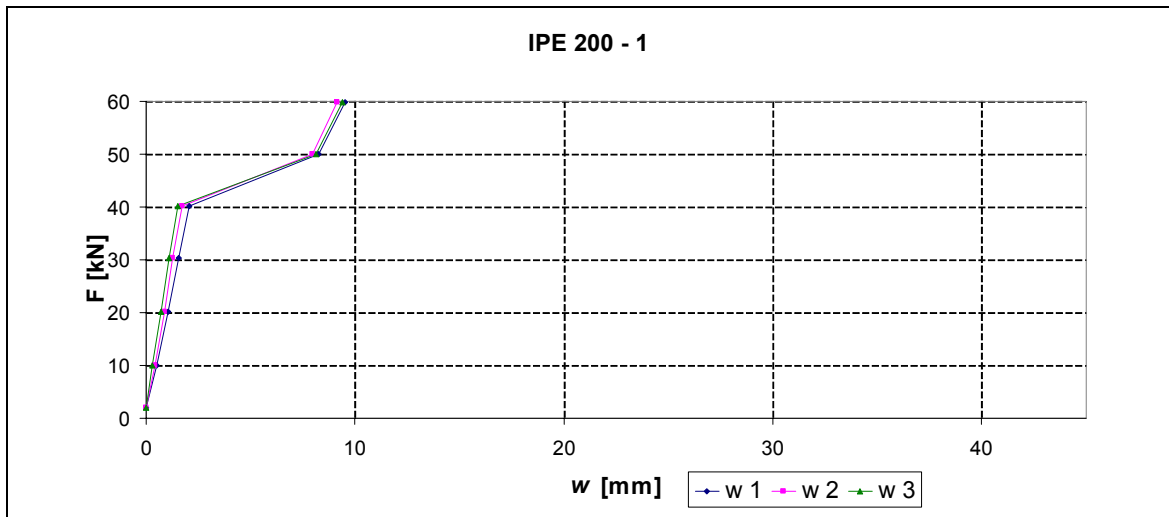
Obr. 4.49 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 2 (C60/67)



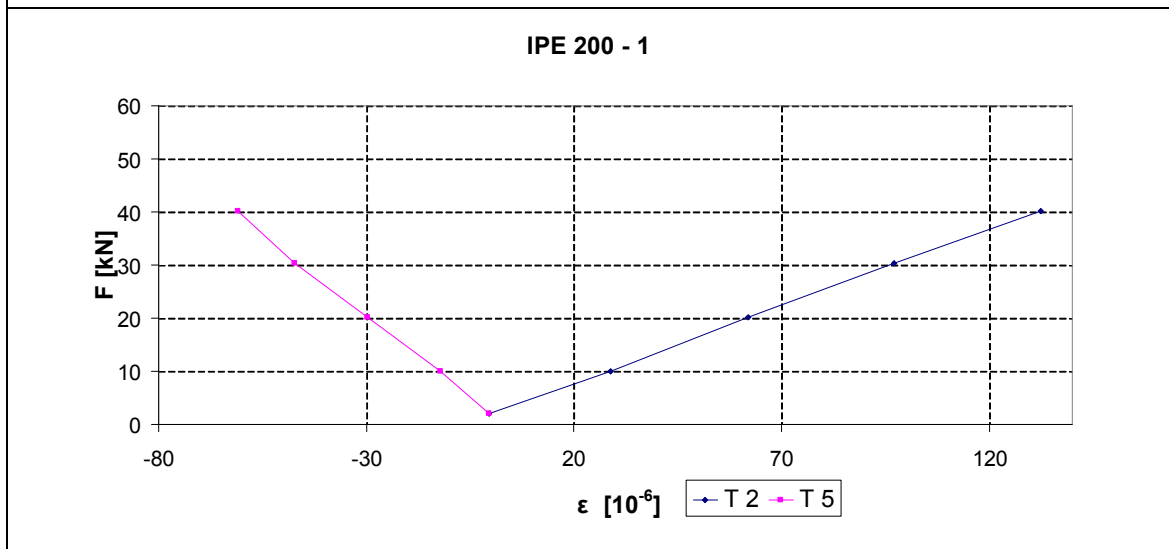
Obr. 4.50 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 3 (C60/67)



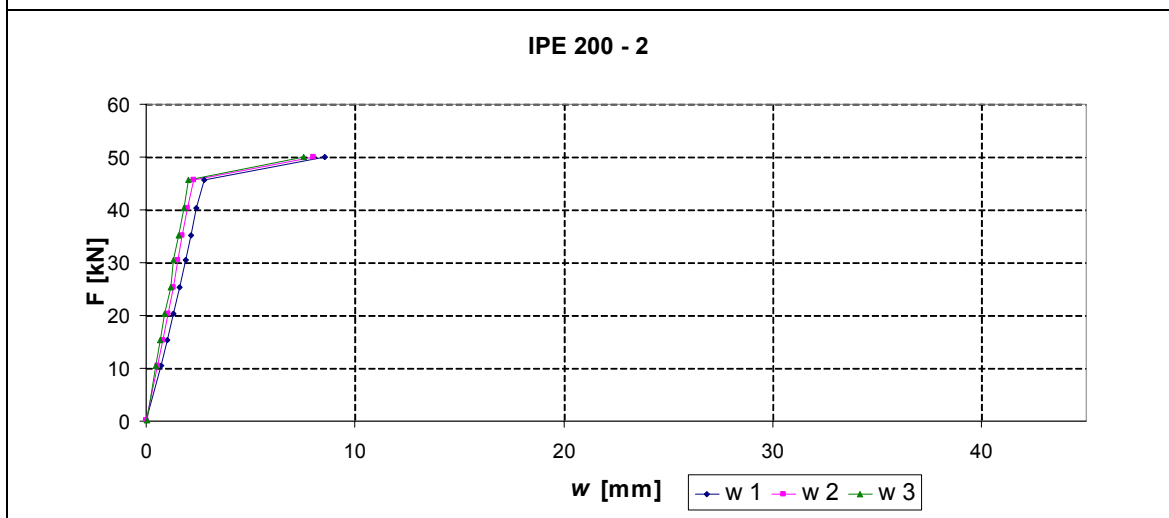
Obr. 4.51 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 3 (C60/67)



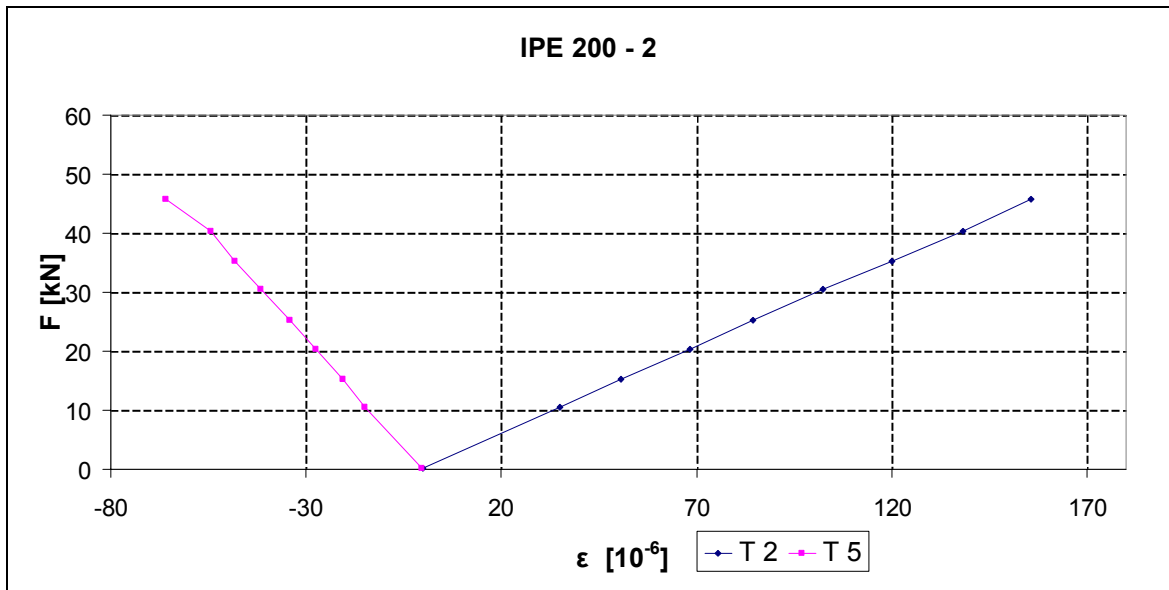
Obr. 4.52 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 1 (C60/67)



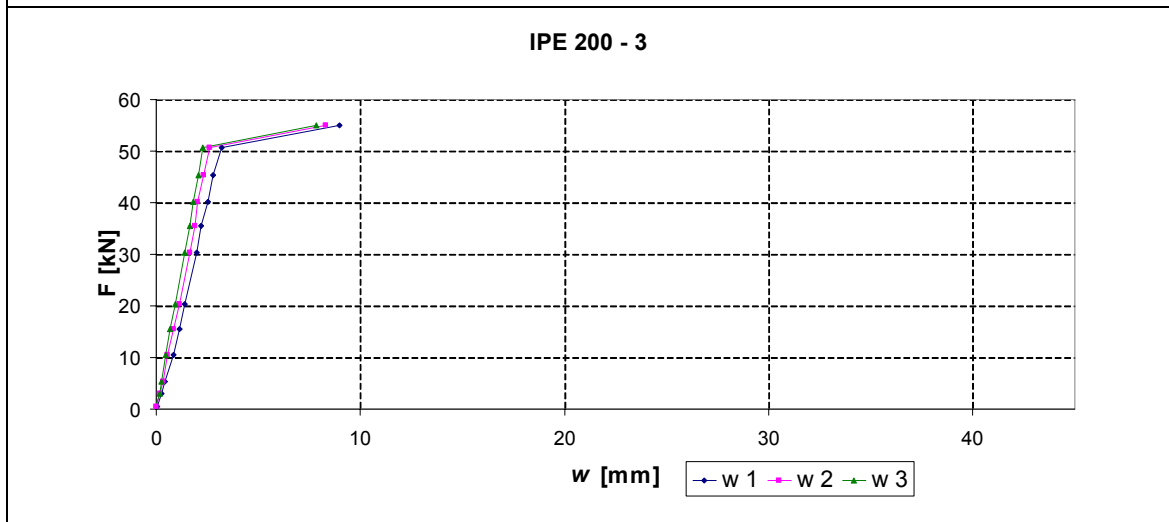
Obr. 4.53 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 1 (C60/67)



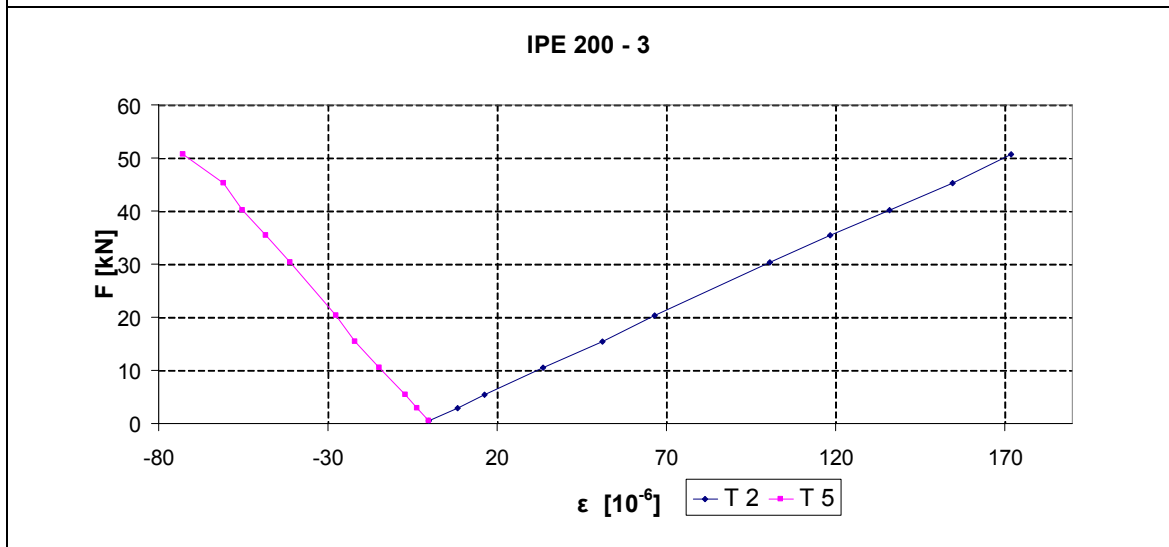
Obr. 4.54 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 2 (C60/67)



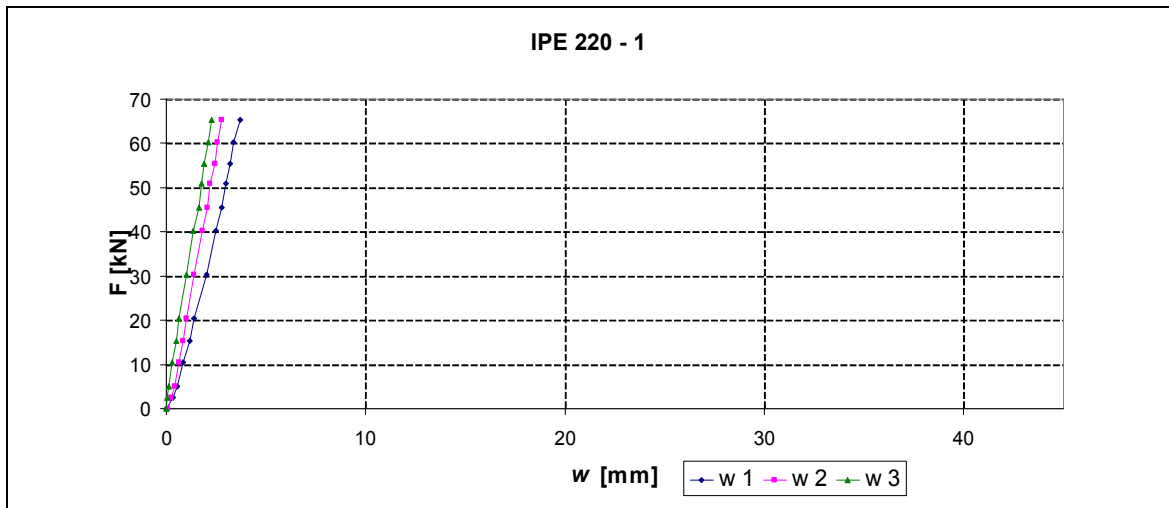
Obr. 4.55 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 2 (C60/67)



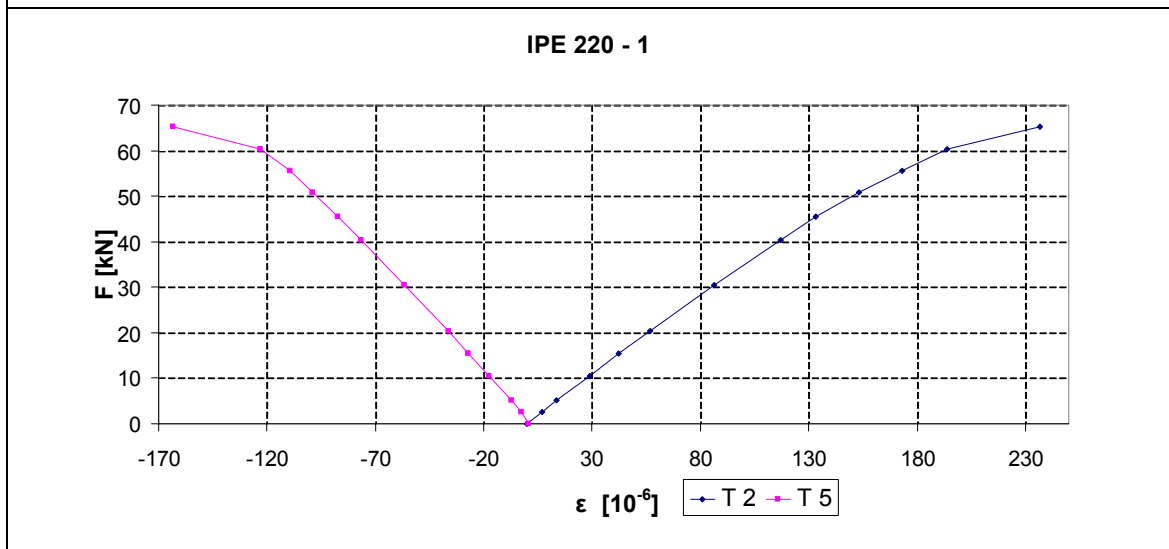
Obr. 4.56 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 3 (C60/67)



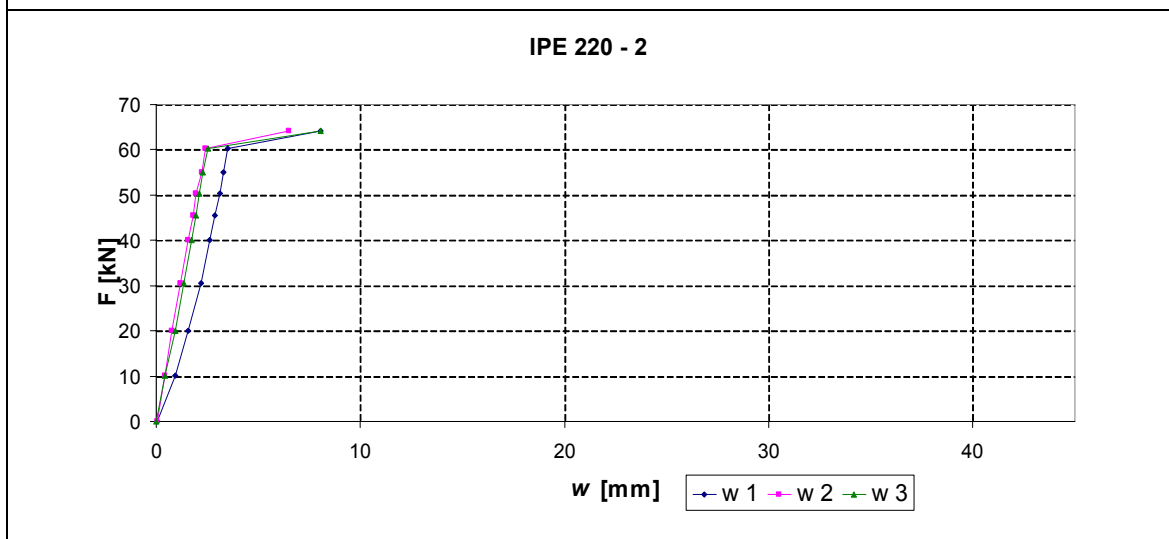
Obr. 4.57 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 3 (C60/67)



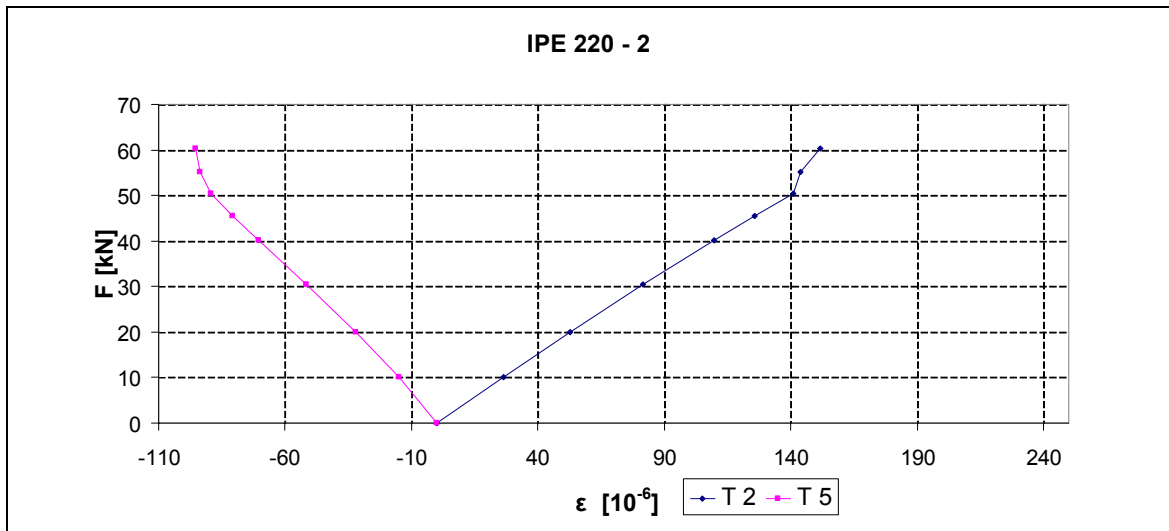
Obr. 4.58 *Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220 - 1 (C60/67)*



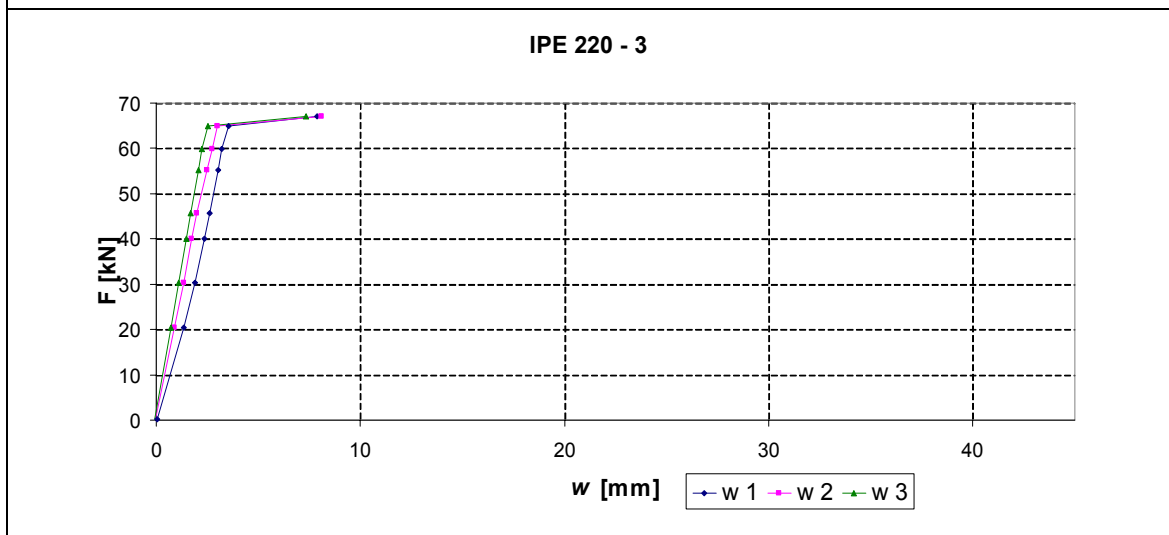
Obr. 4.59 *Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 1 (C60/67)*



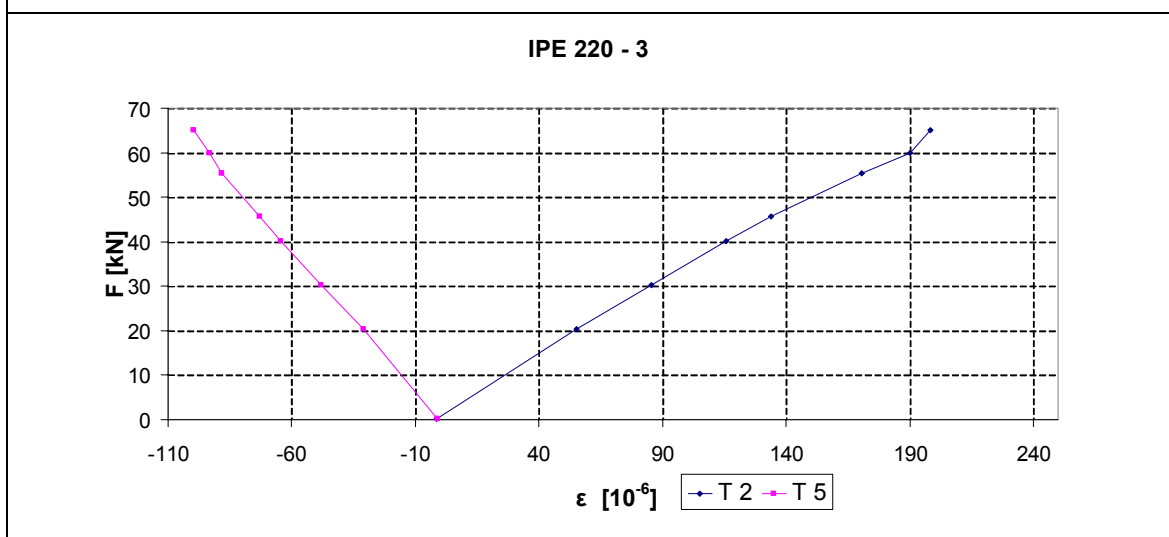
Obr. 4.60 *Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220 - 2 (C60/67)*



Obr. 4.61 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 2 (C60/67)



Obr. 4.62 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220- 3 (C60/67)



Obr. 4.63 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 3 (C60/67)

4.6.3. Zatěžovací zkoušky spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu s betonářskou výztuží

Poslední skupinou zkušebních těles jsou tělesa se sklovláknobetonem v kombinaci s betonářskou výztuží. Obsah vláken byl stejný jako u těles skupiny 1. Betonářská výztuž byla umístěna po celé délce zkušebního tělesa. Jednalo se o klasickou výztuž průměru 12 mm, žebírkovou, z materiálu B 500B. V příčném řezu byla umístěna v jedné řadě, a to ve středu betonové desky. Rozestupy mezi jednotlivými pruty byly 150 mm.

Materiálové charakteristiky použitého vláknobetonu byly získány ze zkoušek normových elementárních vzorků:

- Krychelná pevnost v tlaku

vz. č. 1	150x150x150 mm	$F_{\max} = 1404 \text{ kN}$	62,7 MPa
vz. č. 2	149x149x149 mm	$F_{\max} = 1410 \text{ kN}$	63,9 MPa
vz. č. 3	149x147x150 mm	$F_{\max} = 1522 \text{ kN}$	69,4 MPa

- Pevnost v tlaku - hranoly

vz. č. 1	99x99x400 mm	$F_{\max} = 554,6 \text{ kN}$	56,4 MPa
vz. č. 2	100x98x400 mm	$F_{\max} = 615,4 \text{ kN}$	63,0 MPa

- Pevnost v prostém tahu (hranoly) osazeno oboustranně tenzometry 100/120 LY41

vz. č. 1	100x100x400 mm	$F_{\max} = 29,96 \text{ kN}$	3,04 MPa
vz. č. 2	100x100x400 mm	$F_{\max} = 27,70 \text{ kN}$	2,82 MPa
vz. č. 3	100x100x400 mm	$F_{\max} = 28,01 \text{ kN}$	2,84 MPa

- Pevnost v tahu za ohybu (hranoly) osazeno tenzometrem 50/120 LY41

vz. č. 1	100x100x400 mm	$F_{\max} = 30,30 \text{ kN}$	9,39 MPa
vz. č. 2	100x100x400 mm	$F_{\max} = 27,70 \text{ kN}$	8,59 MPa
vz. č. 3	100x100x400 mm	$F_{\max} = 37,50 \text{ kN}$	11,62 MPa

- Moduly pružnosti

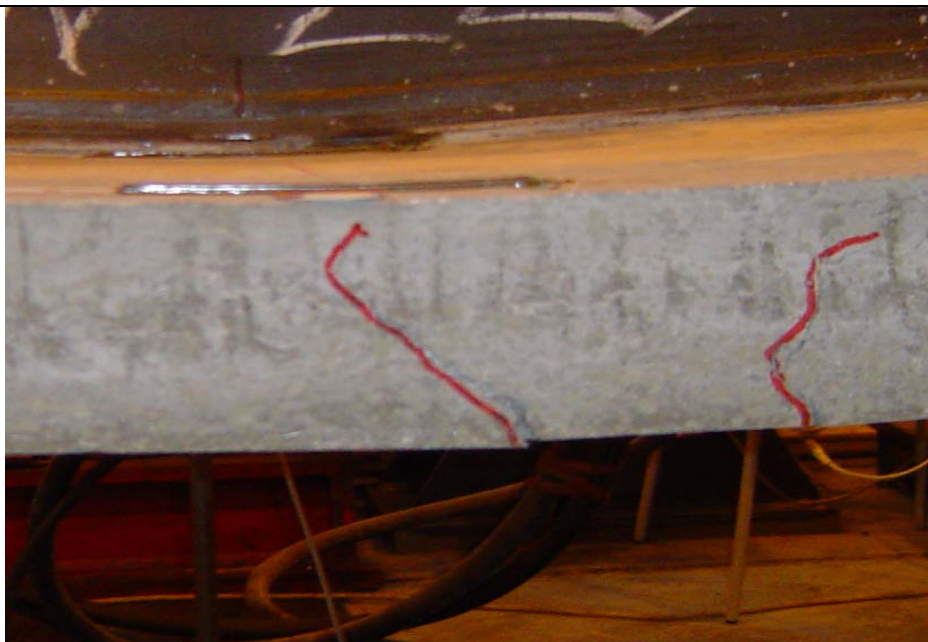
Hranol byl osazen oboustranně odporovými tenzometry LY 41 100/120 HBM, ze záznamů deformací a síly byly určeny průměrné hodnoty modulů pružnosti:

$$E_{\text{tlak}} = 20,09 \text{ GPa}$$

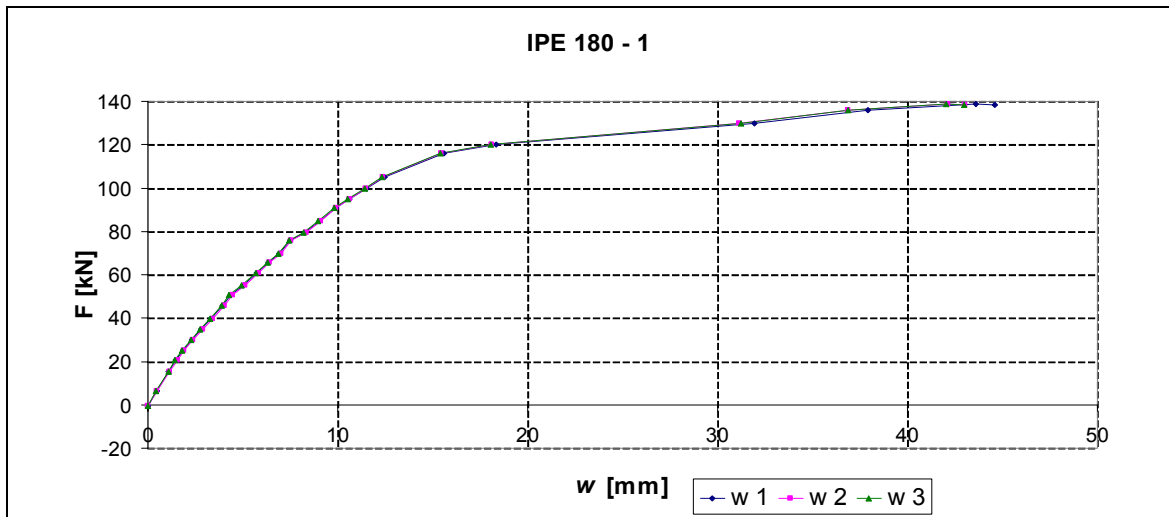
$$E_{\text{tah}} = 19,08 \text{ GPa}$$



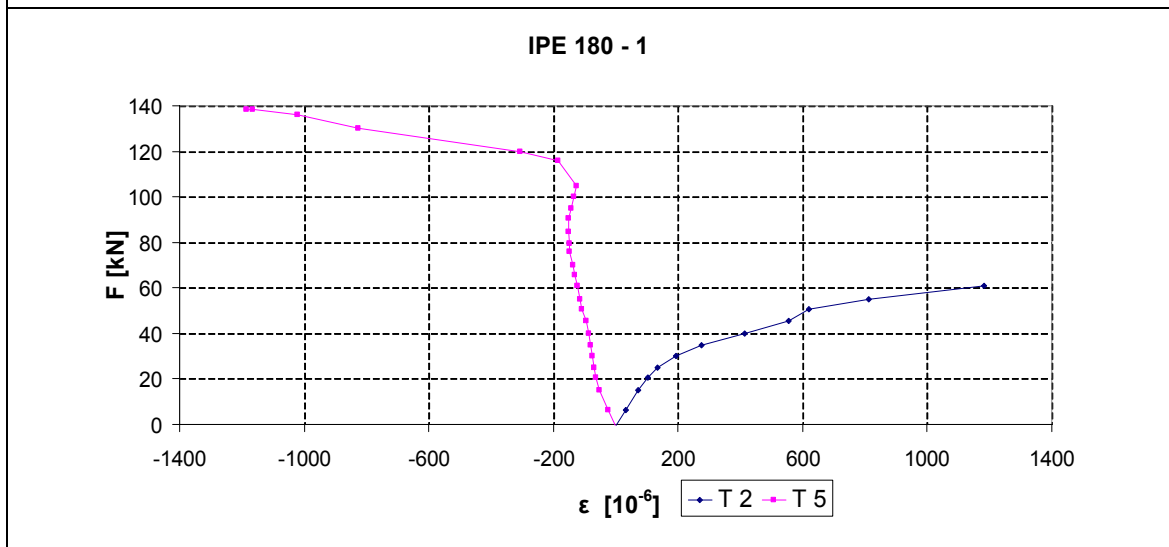
Obr. 4.64 *Porušené zkušební těleso s betonářskou výztuží, s označením magistrálních trhlin*



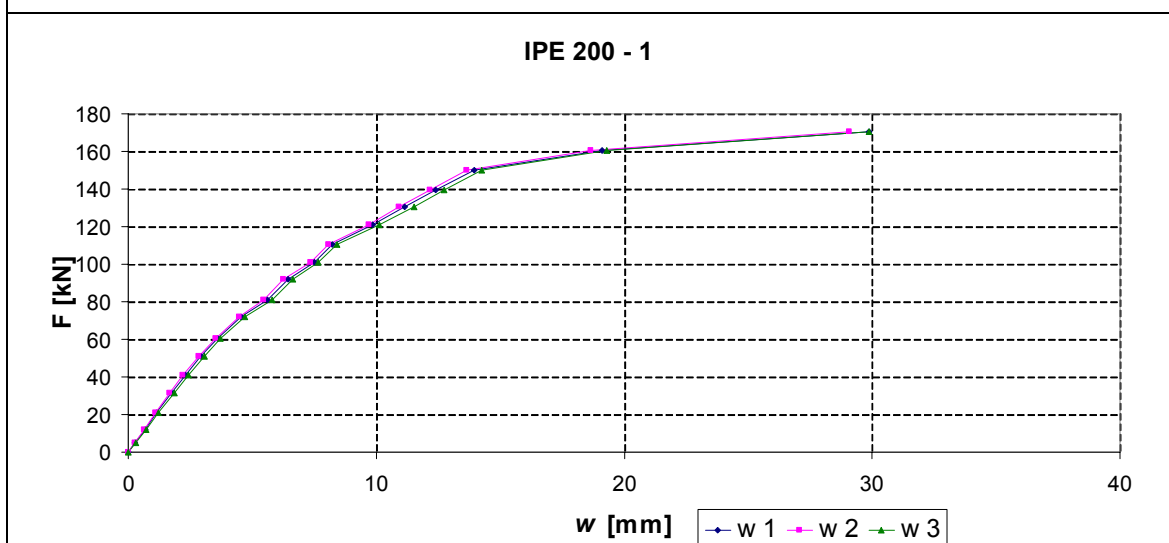
Obr. 4.65 *Detail trhlin porušeného zkušebního tělesa s betonářskou výztuží*



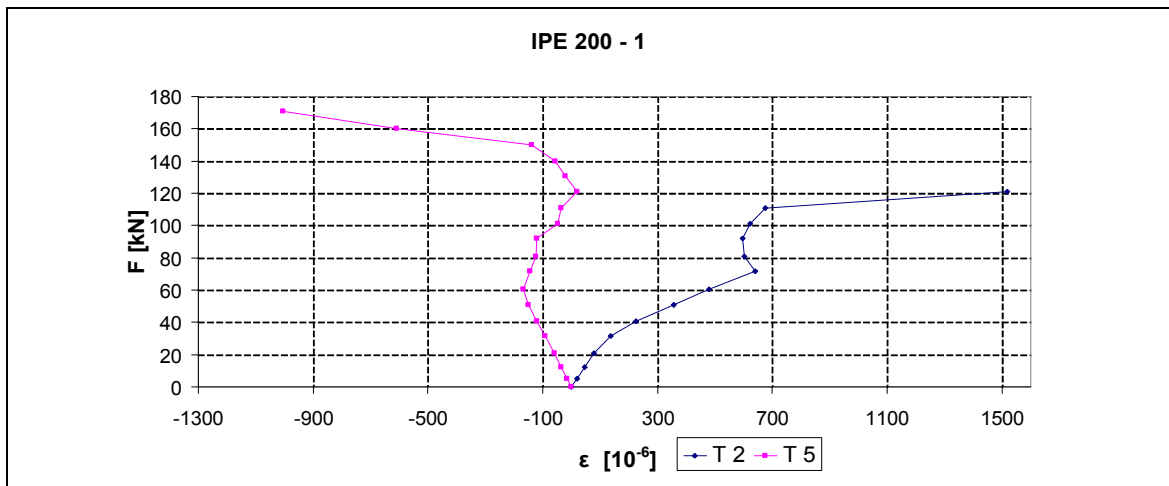
Obr. 4.66 Závíslost zatížení – průhyb, těleso IPE 180 - 1 (oc. výztuž)



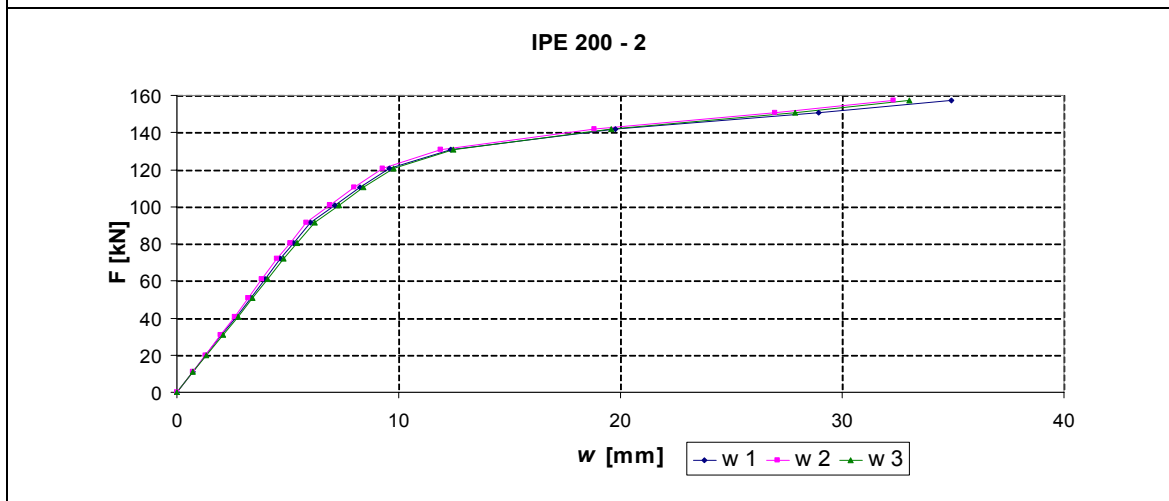
Obr. 4.67 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 180 - 1 (oc. výztuž)



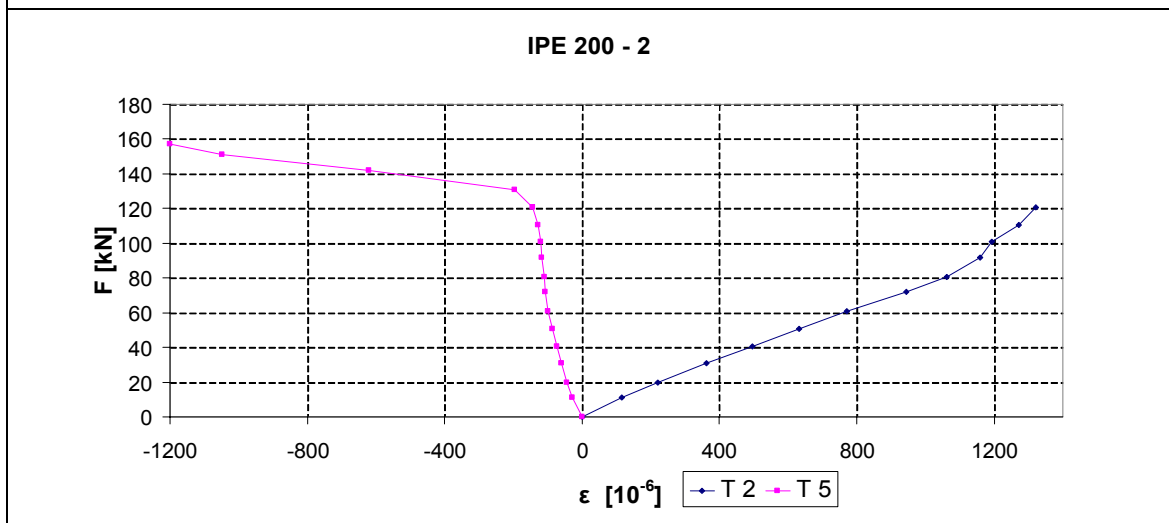
Obr. 4.68 Závíslost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 1 (oc. výztuž)



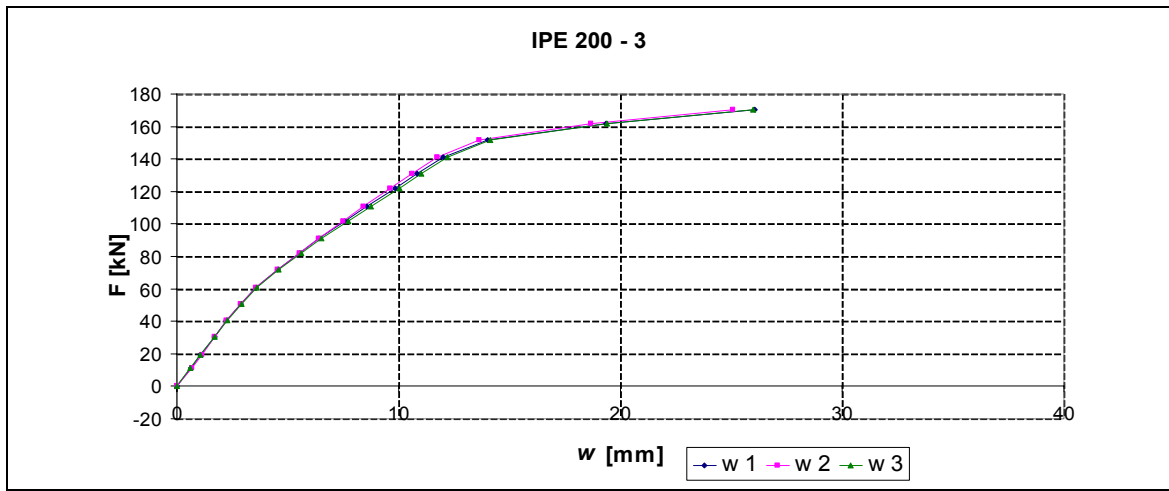
Obr. 4.69 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 1 (oc. výztuž)



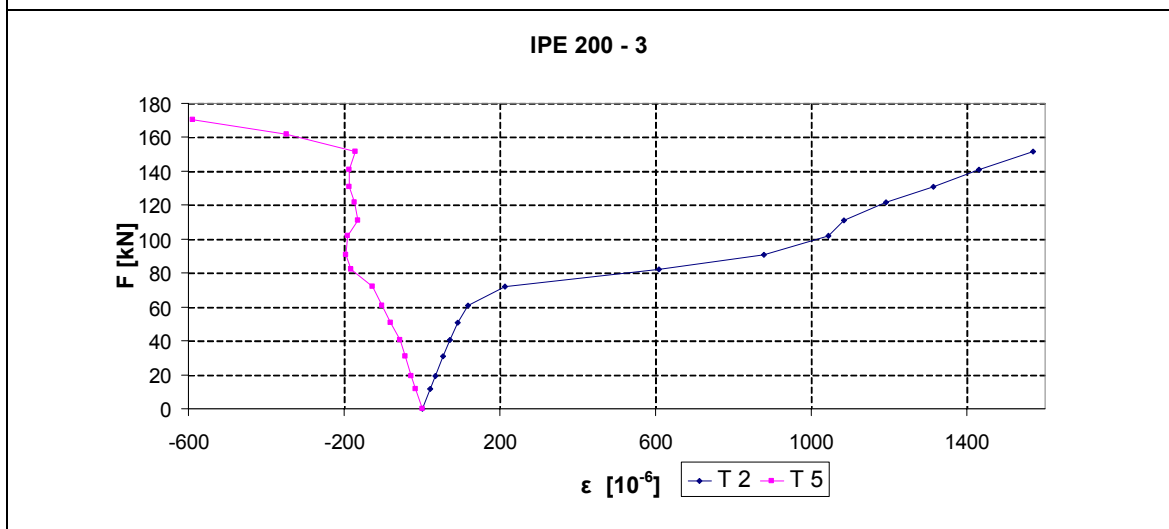
Obr. 4.70 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200- 2 (oc. výztuž)



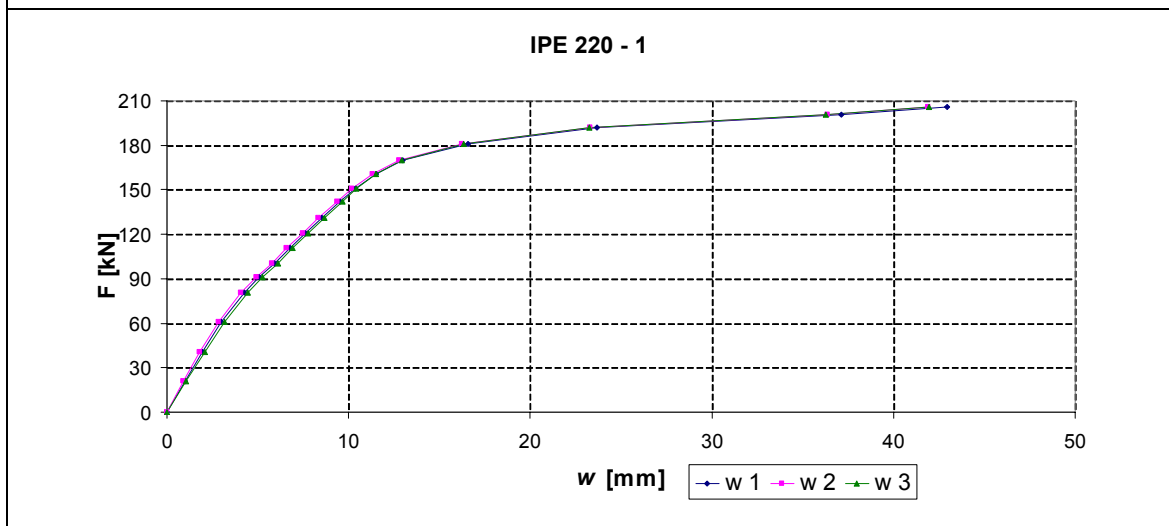
Obr. 4.71 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 2 (oc. výztuž)



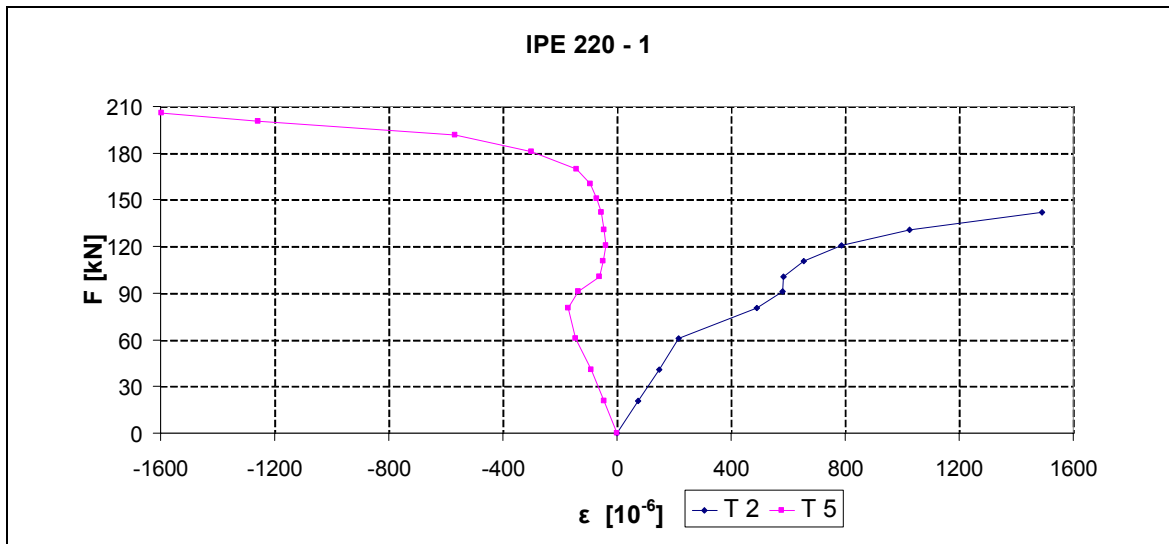
Obr. 4.72 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 3 (oc. výztuž)



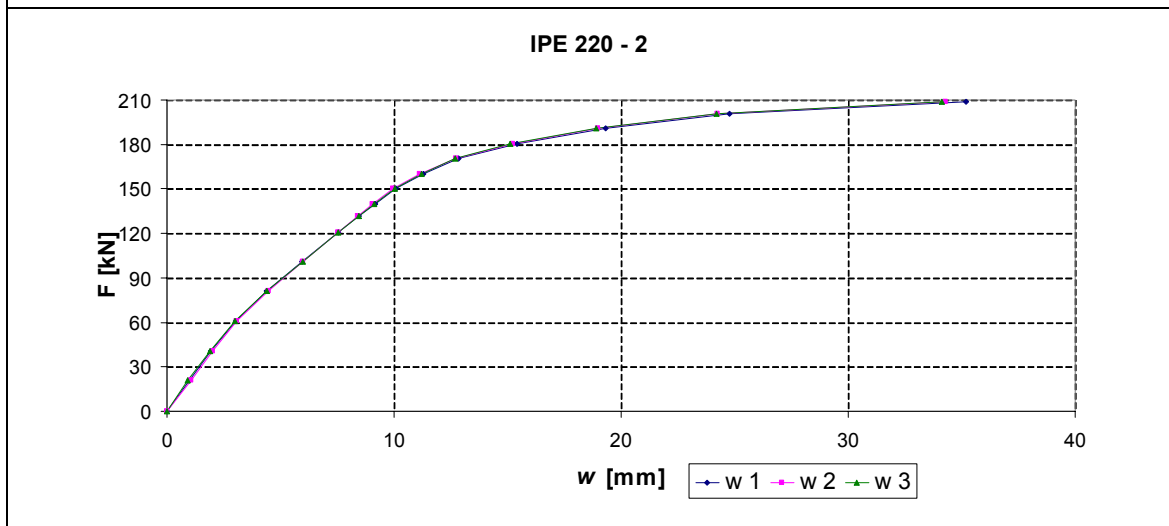
Obr. 4.73 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 3 (oc. výztuž)



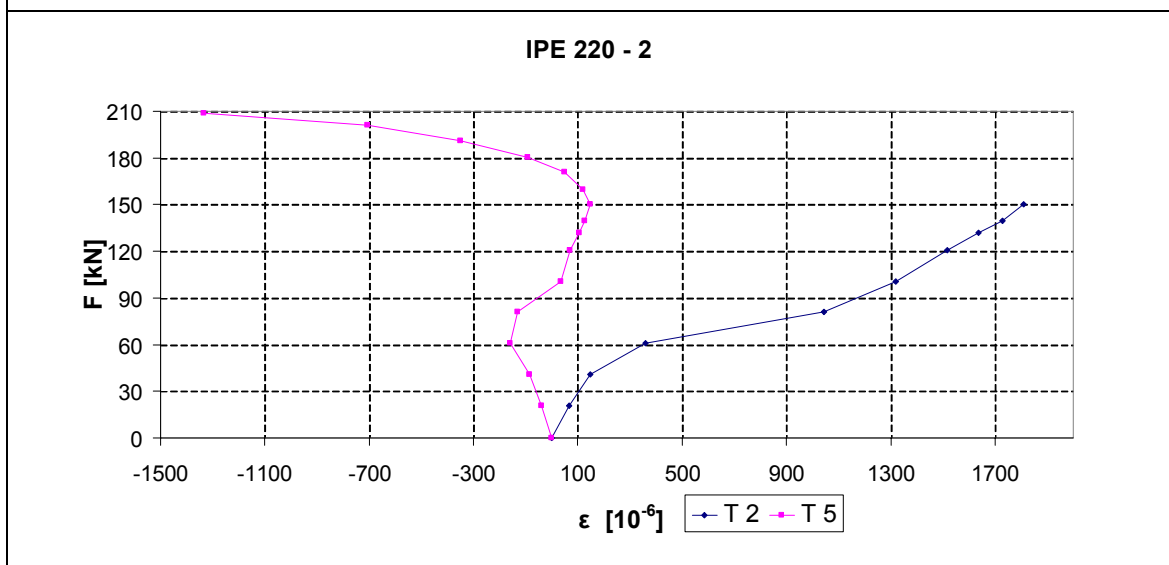
Obr. 4.74 Závislosti zatížení – průhyb, těleso IPE 220 – 1 (oc. výztuž)



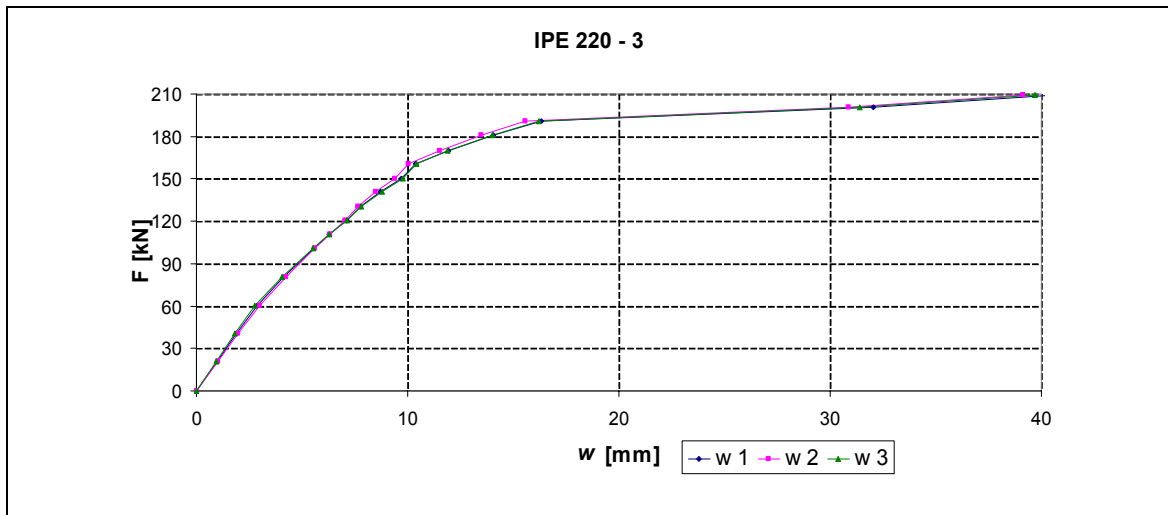
Obr. 4.75 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 1 (oc. výztuž)



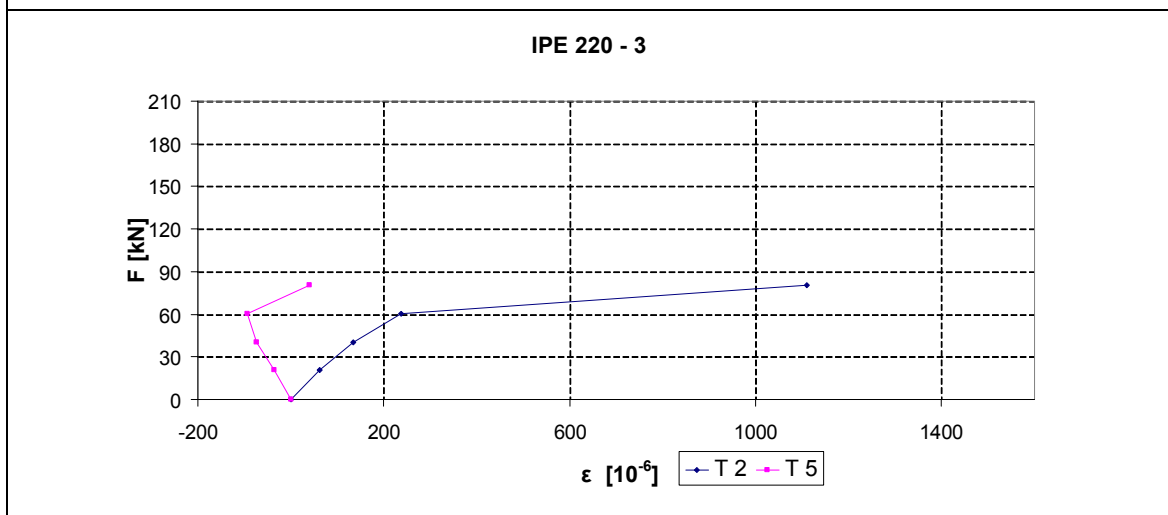
Obr. 4.76 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 220- 2 (oc. výztuž)



Obr. 4.77 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 220 - 2 (oc. výztuž)



Obr. 4.78 Závislost zatížení – průhyb, těleso IPE 200 - 3 (oc. výztuž)



Obr. 4.79 Poměrné přetvoření desky, těleso IPE 200 - 3 (oc. výztuž)

4.7. Výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků

V Tab. 4.4 až 4.6 jsou uvedeny výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků pro všechny sady zkušebních těles. Z výsledků zkoušek lze pozorovat značný rozdíl napětí v taženém betonu v nejvíce namáhaných krajních vláknech betonové desky, které u sklovláknobetonu dosahuje přibližně trojnásobných hodnot v porovnání s nevyztuženým betonem.

U těles vyztužených skelnými vlákny je dále patrný značný rozptyl výsledků napětí na desce, což je zapříčiněno především technologickým postupem výroby těles. Jelikož na výrobu jediného nosníku bylo zapotřebí 0,4m³ betonu, nebylo možné všechna tělesa vyrobit z jediné betonové várky.

	mezní zatížení	moment odpovídající meznímu zatížení	maximální tahové napětí sklovláknobetonu při porušení desky	maximální průhyb uprostřed rozpětí nosníku
těleso	F [kN]	M [kNm]	σ [MPa]	w [mm]
T10-180	40,5	30,4	4,5	5,5
T11-180	40,1	30,1	4,0	7,0
T12-180	40,1	30,1	4,0	8,5
T13-200	40,2	30,2	2,6	10,0
T14-200	45,7	34,3	3,0	9,0
T15-200	50,7	38,0	3,2	9,7
T16-220	65,0	48,8	4,5	7,0
T17-220	64,1	48,1	3,2	10,2
T18-220	67,1	50,3	3,8	7,0

Tab. 4.5 Výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu

V Tab. 4.4 jsou tabelovány výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu. Z grafů na obr. 4.27 - 4.44 lze vyzorovat lineární chování tělesa až do celkového porušení. Nelineární větev zde prakticky neexistuje. Během probíhajících experimentů byl také sledován vznik a rozvoj trhlin. Prakticky u všech těles se těsně před porušením objevila pouze jedna magistralní trhlina.

	mezní zatížení	moment odpovídající meznímu zatížení	maximální tahové napětí sklovláknobetonu při porušení desky	maximální průhyb uprostřed rozpětí nosníku
těleso	F [kN]	M [kNm]	σ [MPa]	w [mm]
T10-180	40,5	30,4	4,5	5,5
T11-180	40,1	30,1	4,0	7,0
T12-180	40,1	30,1	4,0	8,5
T13-200	40,2	30,2	2,6	10,0
T14-200	45,7	34,3	3,0	9,0
T15-200	50,7	38,0	3,2	9,7
T16-220	65,0	48,8	4,5	7,0
T17-220	64,1	48,1	3,2	10,2
T18-220	67,1	50,3	3,8	7,0

Tab. 4.6 Výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků s deskou z prostého betonu bez výztuže

V Tab. 4.5 jsou tabelovány výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků s deskou z prostého betonu bez výztuže. I zde se objevuje pouze lineární závislost průhybu (napětí) na zatěžovací síle. Po vyzporování magistralní trhliny beton téměř okamžitě praská v celé své tloušťce.

	mezní zatížení při porušení betonové desky v tahu	moment odpovídající síle F_1	mezní zatížení při totální destrukci tělesa	moment odpovídající síle F_2	maximální tahové napětí v desce při jejím porušení	průhyb uprostřed rozpětí nosníku při zatížení F_1
těleso	F_1 [kN]	M_1 [kNm]	F_2 [kN]	M_2 [kNm]	σ [MPa]	w_1 [mm]
T19-180	80,6	60,5	138,5	103,9	23,0	5,5
T20-200	121,0	90,8	170,6	128,0	29,6	10,0
T21-200	120,5	90,4	157,2	117,9	25,8	9,0
T22-200	151,0	113,3	170,0	127,5	30,6	9,7
T23-220	142,0	106,5	206,0	154,5	29,1	7,0
T24-220	150,0	112,5	210,0	157,5	35,3	10,2
T25-220	80,0	60,0	210,0	157,5	21,6	7,0

Tab. 4.7 *Výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu s betonářskou výztuží*

V Tab. 4.6 jsou tabelovány výsledky zatěžovacích zkoušek spřažených nosníků s deskou ze sklovláknobetonu s betonářskou výztuží. Z grafů na obr. 4.66 – 4.79 je vidět jednak lineární větev, která trvá do porušení betonové desky v tahu a jednak nelineární část, kde tahovou únosnost betonové desky přebírá betonářská výztuž. Zatěžovací síla a odpovídající ohybový moment s indexem 1 jsou hodnoty při porušení betonové desky v tahu. Tyto hodnoty dobře korespondují s hodnotami naměřenými u těles vyztužených skelnými vlákny bez betonářské výztuže. Indexem 2 jsou pak značeny síly při totální destrukci zkušebního tělesa. Průhyb w_1 odpovídá porušení betonu v tahu. Velikost průhybu následně při dalším zatěžování neúměrně rostla, až dosáhla v průměru 40mm.

5. Numerická analýza

Sestavení numerického modelu popisujícího chování spřaženého nosníku vyztuženého rozptýlenou výztuží v podobě skelných vláken je velmi náročnou úlohou vyžadující nástroje materiálové i geometrické nelineární analýzy metodou konečných prvků (dále jen MKP) [50]. Jako nástroj pro sestavení numerického modelu byl použit program ATENA určený zejména pro nelineární numerickou analýzu betonových konstrukcí s využitím MKP a následně program ANSYS využívající také MKP.

Simulováno bylo chování těles s deskou ze sklovláknobetonu bez betonářské výztuže.

5.1. Popis numerického modelu – program ATENA

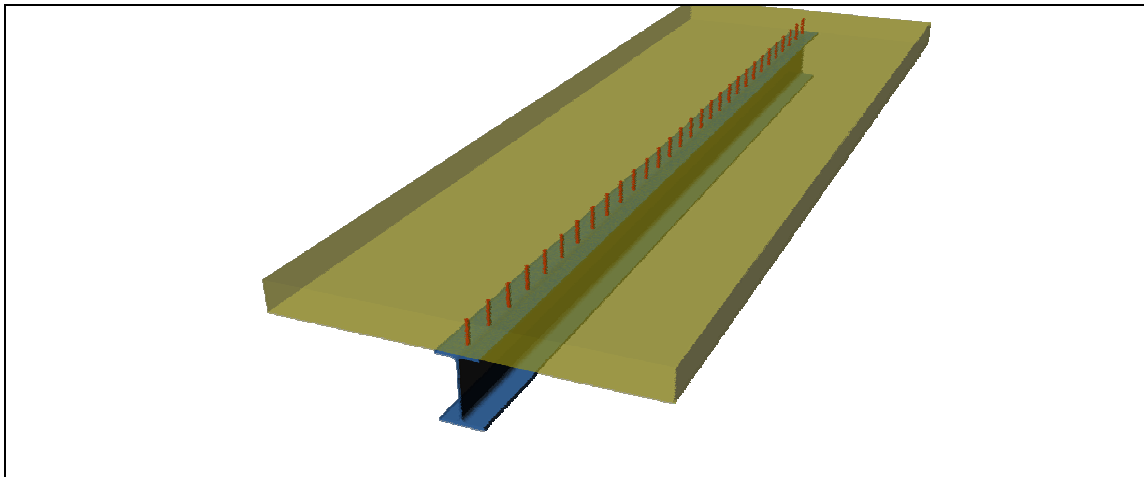
Vzhledem k náročnosti úlohy byl základním sestavovaným numerickým modelem model nosníku ve 2D. Geometrie modelu byla tvořena tak, aby odpovídala geometrii v laboratoři experimentálně zkoušených těles (viz obr. 5.1 a 5.2).

Mechanické spojení mezi betonem a ocelovým IPE profilem a spřahovacími trny bylo v modelu nahrazeno pevným spojením kontaktů. Při sestavení modelu bylo zapotřebí nadefinovat materiálové modely betonu, oceli, rozptýlené výztuže a definovat parametry kontaktu.

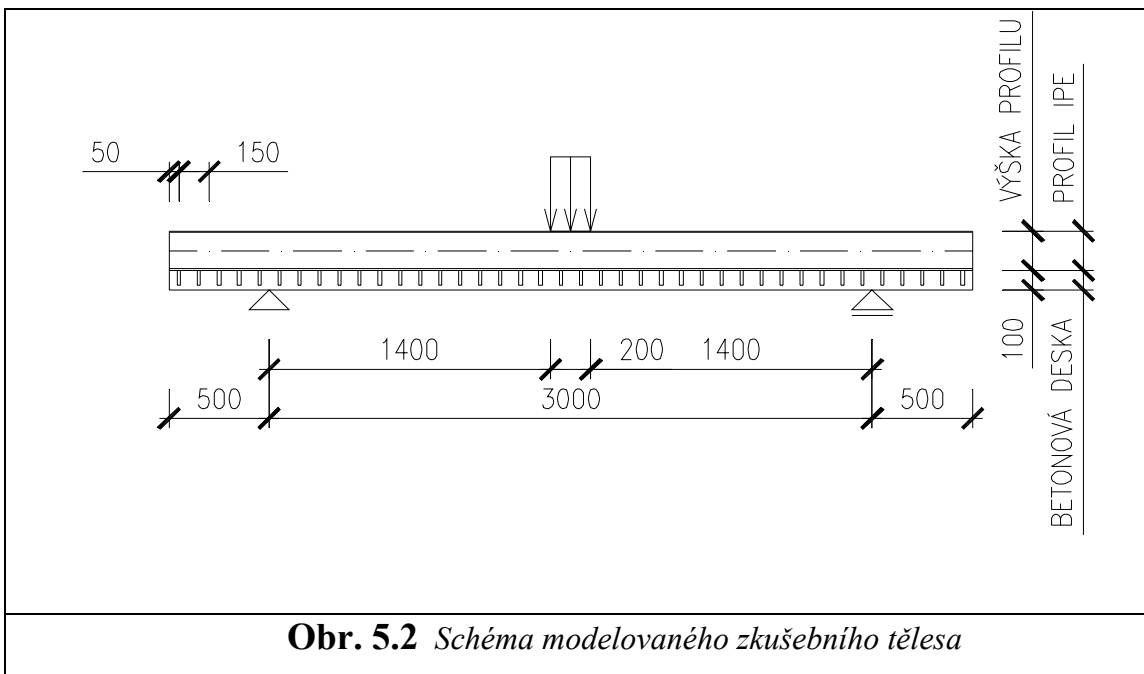
Pro beton byl zvolen model nonlinear cementitious 2 popsáný podrobně v [51]. Tento model materiálu je schopen vystihnout nelineární chování kvazi-křehkého materiálu jakým je beton. Popisuje jeho změkčení i zpevnění. Metodami nelineární lomové mechaniky je řešen rozvoj trhlin v betonu a jeho následné chování. Ocel byla modelována jako materiál s bilineárním pracovním diagramem, s vysokou mezí kluzu.

Kontakt mezi ocelovými prvky a betonem byl modelován jako 2D kontakt. Tento kontakt je založen na principu Mohr-Coulombova suchého tření definovaném součinitelem tření, doplněném o tahovou pevnost kontaktu a smykovou kohezi. Tahová pevnost kontaktu byla omezena pevností betonu v tahu. Popis a chování tohoto kontaktu je uveden v [52].

Rozptýlená výztuž byla zadána dle možností, které poskytuje program ATENA. Tudiž byla zadána orientace vláken a poměr objemu vláken k objemu betonu. Objem vláken byl u zkušebních těles 2% a orientace vláken byla zvolena 30° od vodorovné osy.



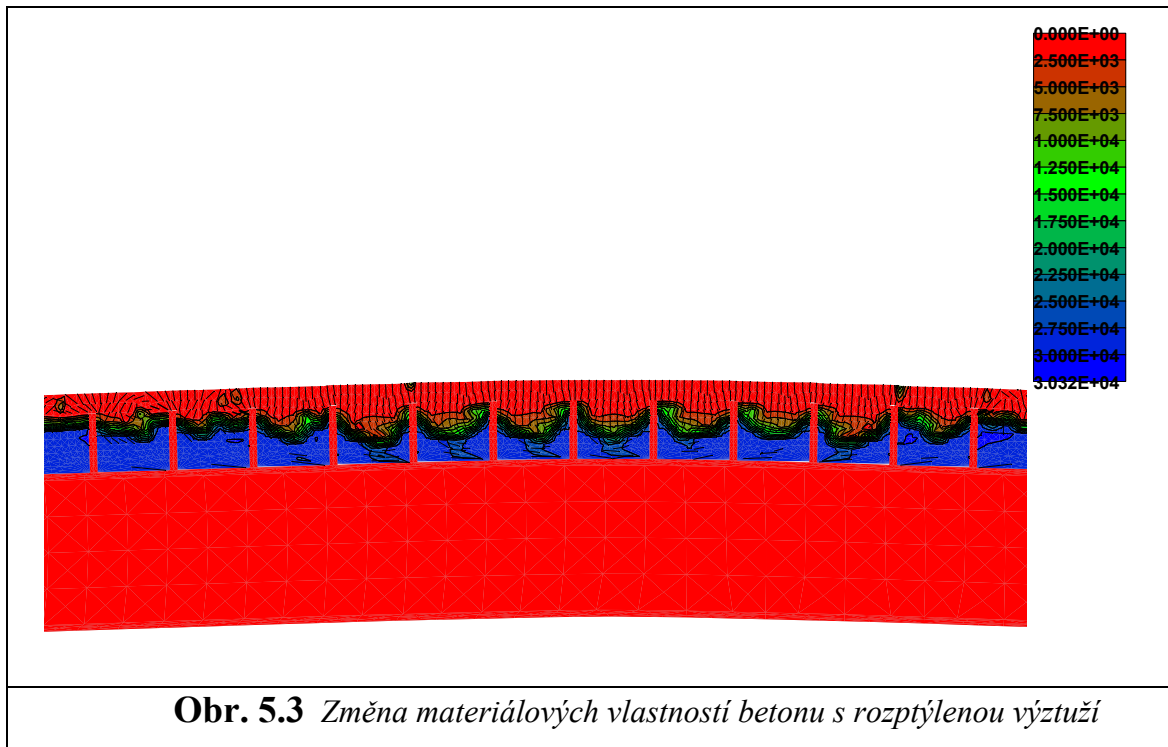
Obr. 5.1 Modelovaný nosník



Obr. 5.2 Schéma modelovaného zkušební tělesa

5.2. Výstupy z numerického modelu – program ATENA

Na obr. 5.3 je znázorněna změna modulu pružnosti betonu vyztuženého skelnými vlákny v době porušení zkušební tělesa. Je zde vidět pozvolný rozvoj trhlin až do kolapsu nosníku. To ovšem zcela neodpovídá výsledkům experimentů, kde k nelineárnímu chování prakticky nedochází a po vzniku magistrální trhliny těleso kolabuje. Vzhledem k těmto skutečnostem a také vzhledem k velmi vysoké časové náročnosti výpočtu se pro matematické modelování experimentu program ATENA nejeví jako optimální nástroj a jako náhradní řešení byl zvolen program ANSYS.

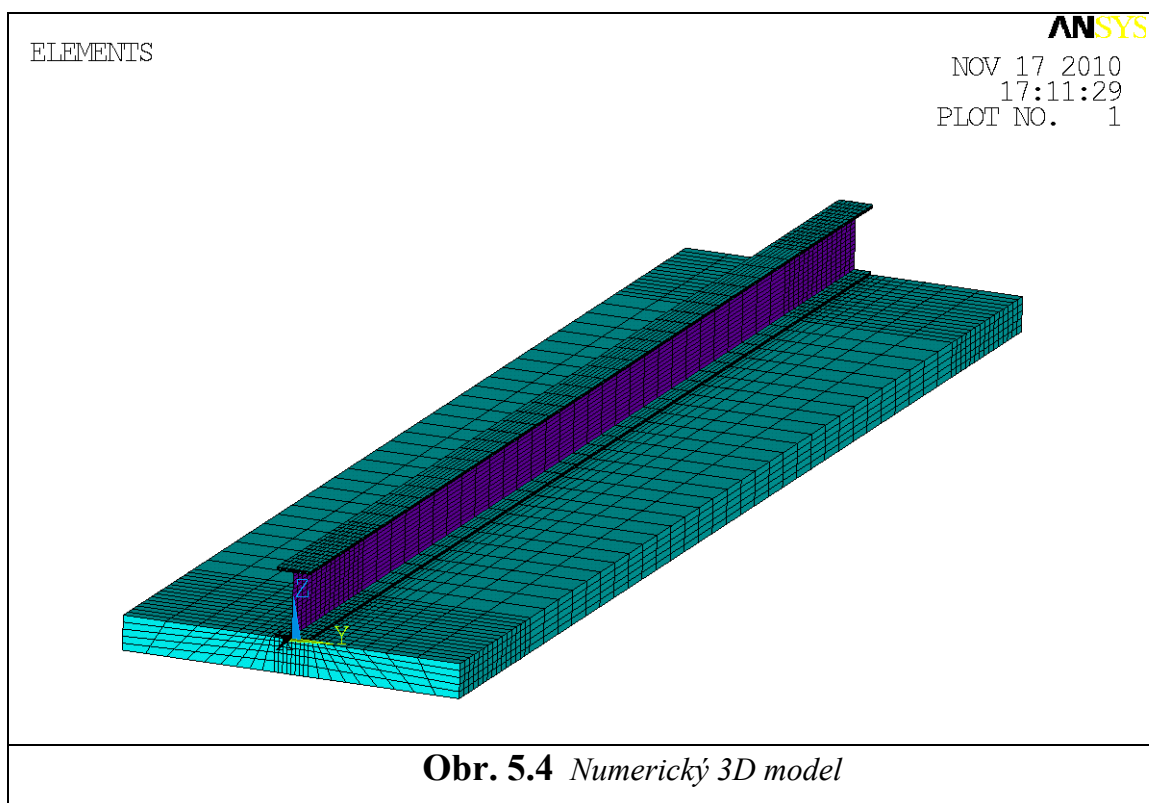


5.3. Popis numerického modelu – program ANSYS

Numerický 3D deskostěno-brickový model v programu ANSYS geometricky odpovídal skutečnému laboratornímu tělesu. Ocelová část spřaženého nosníku byla modelována jak pomocí plošných prvků, tak i objemovými prvky. Spodní pásnice a stěna nosníku byla tvořena plošnými prvky typu SHELL a horní pásnice byla modelována objemovými prvky typu SOLID. Betonová deska pak byla modelována celá objemovými prvky opět typu SOLID. Matematický 3D model tvořený těmito prvky tak může postihnout takové vlivy jako například smykové ochabnutí, popřípadě globální stabilitu ocelové části nosníku.

Vzhledem k vysoké hardwarové náročnosti a také vzhledem k možnostem dostupných informací z dané problematiky byl model zjednodušen. Nebyly modelovány spřahovací prostředky – trny. Spojení mezi betonovou deskou a ocelovým nosníkem bylo realizováno společnými uzly kontaktních prvků mezi deskou a ocelovým profilem.

Vlastnosti jednotlivých materiálů byly stanoveny parametricky, a to na základě provedených experimentů základních zkušebních vzorků. Materiál oceli byl stanoven bilineárním diagramem, materiál betonové desky vyztužené skelnými vlákny byl modelován multi-lineárním diagramem. Na obr. 5.4 je znázorněn model tvořený programem ANSYS.



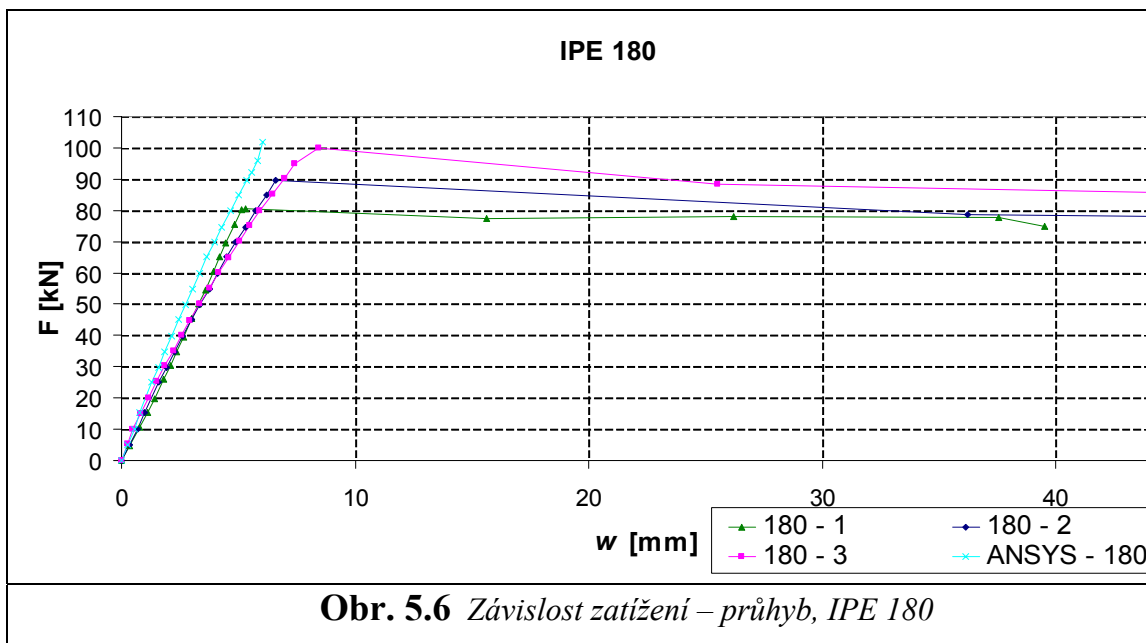
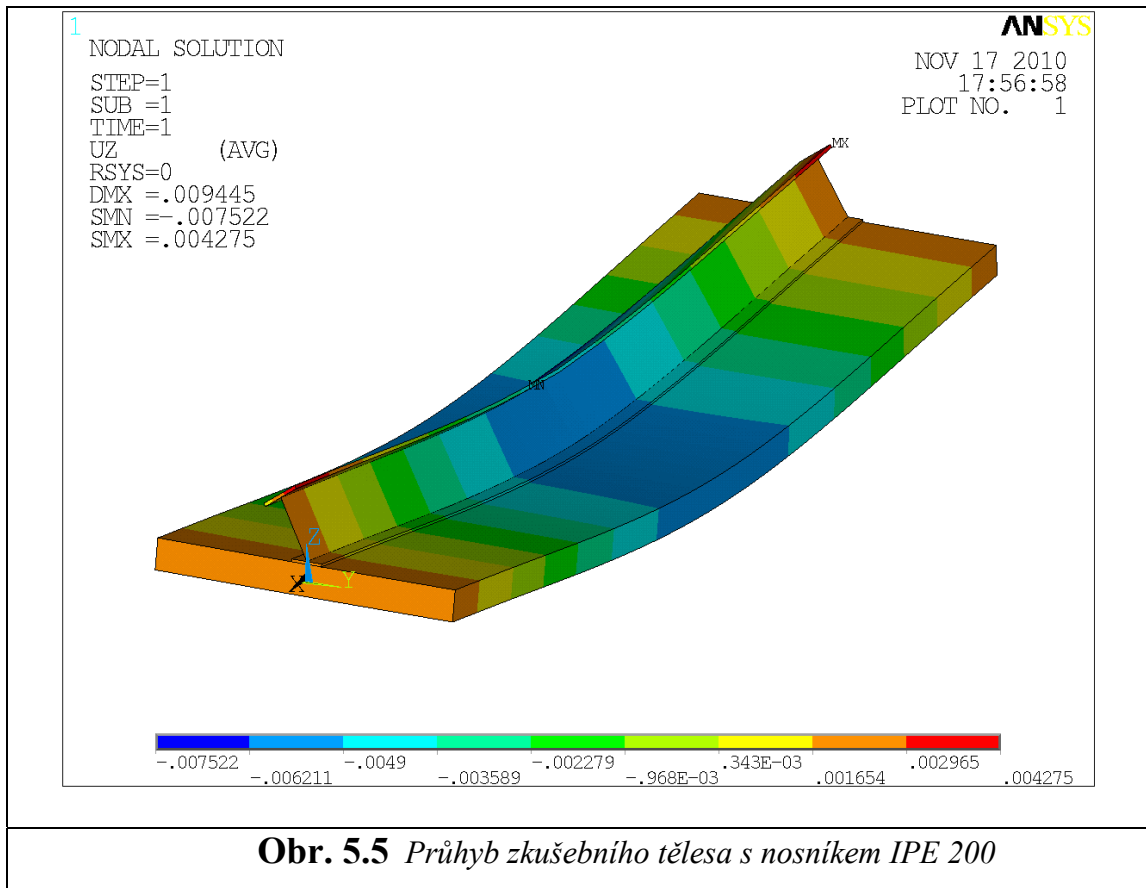
Obr. 5.4 Numerický 3D model

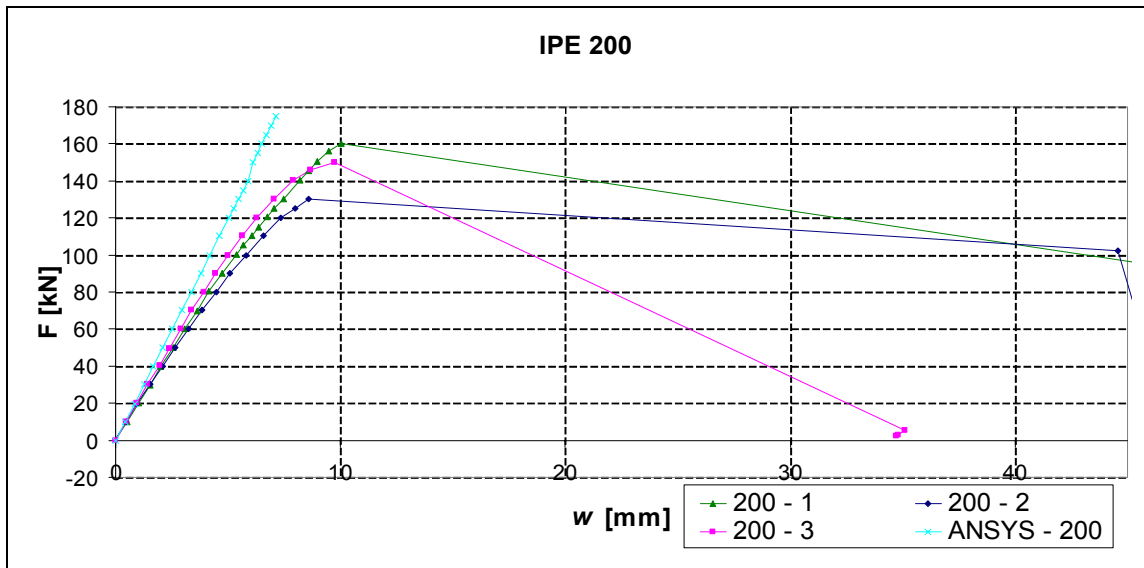
5.4. Výstupy z numerického modelu – program ANSYS

Na obr. 5.6 – 5.8 je zobrazeno srovnání experimentů s matematickým modelem. Rozdíl mezi teoretickými hodnotami průhybů a deformacemi získanými z laboratorních zkoušek je přibližně 15 procent. Odchylna hodnot připadá zejména na vrub skutečnosti, že v numerickém modelu nebyly modelovány spřahovací trny, ale spojení mezi oběma materiály bylo zcela tuhé. Ve skutečnosti ovšem došlo mezi oběma materiály k částečnému prokluzu a tudíž i k zvýšení deformace.

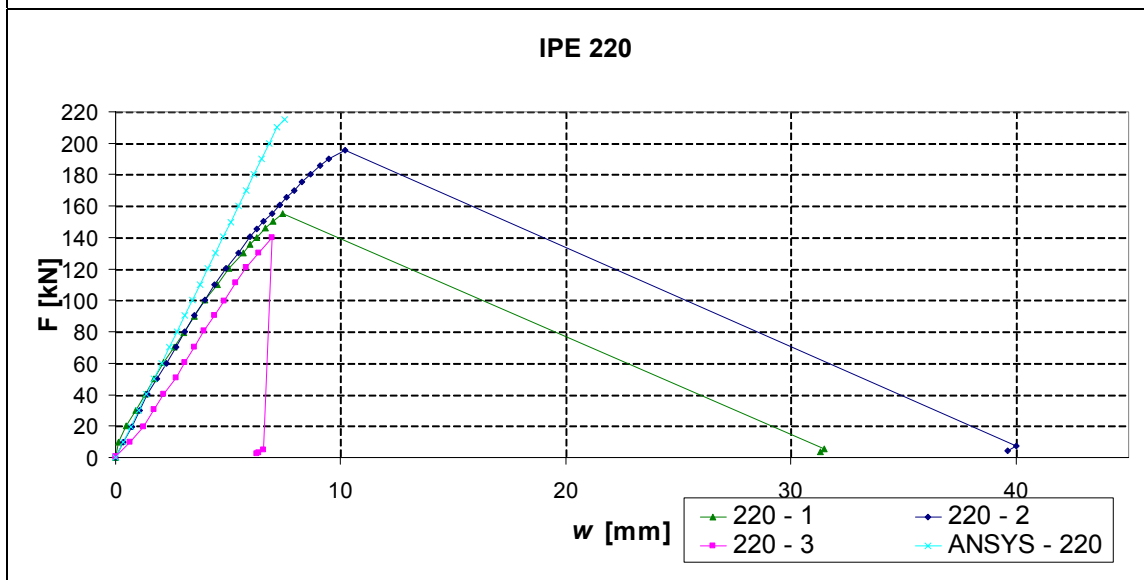
Na obr. 5.5 je vidět deformace spřahovaného nosníku, kde hodnota zatěžovací síly dosahovala maximální velikosti na mezi porušení betonové desky v tahu. Je zde vidět i ztráta globální stability ocelové části spřahovaného nosníku. Ke klopení IPE profilu došlo vždy až po porušení betonové desky a to jak v matematickém modelu, tak i v případě laboratorních experimentů.

Vytvořený numerický model i s ohledem na částečné nedostatky poskytl s dostatečnou přesností popis experimentů a potvrdil výsledky laboratorních zkoušek.





Obr. 5.7 Závislost zatížení – průhyb, IPE 200



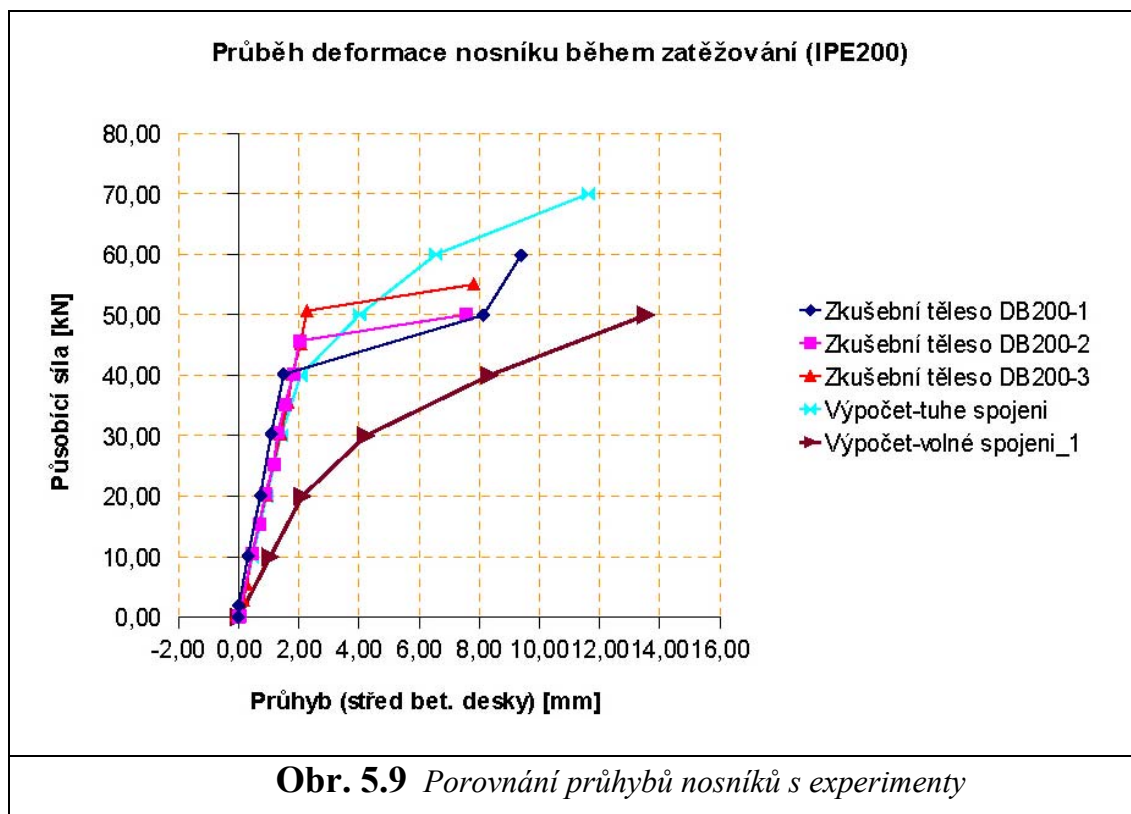
Obr. 5.8 Závislost zatížení – průhyb, IPE 220

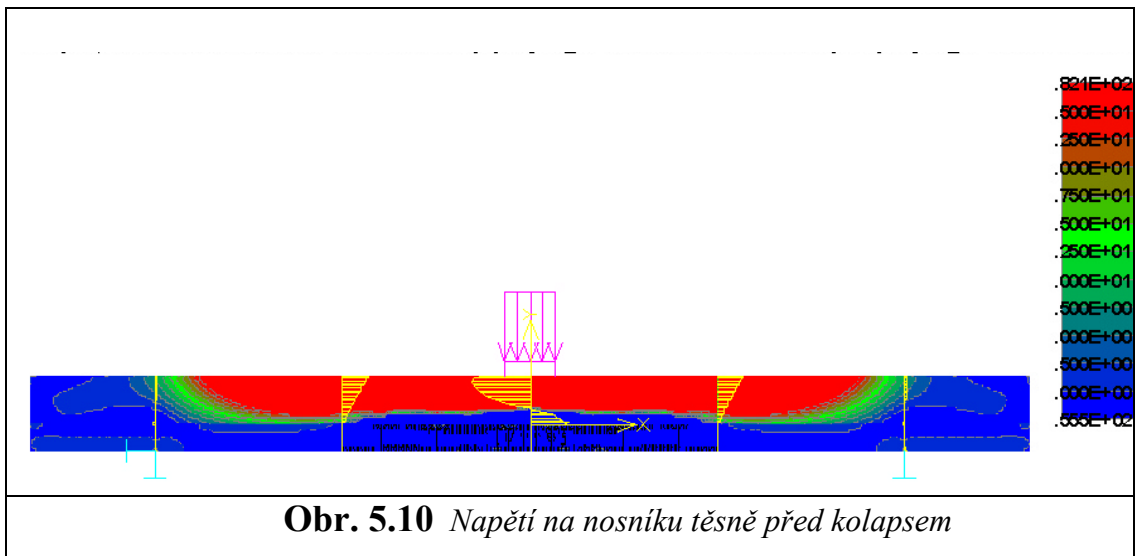
5.5. Výstupy z numerického modelu spřaženého IPE nosníku s prostým betonem – program ATENA

I když výsledky numerického modelu vytvořeného v programu ATENA poukazují na určité nedostatky tohoto nástroje při modelování vyšetřovaného konstrukčního typu (viz odst. 5.1 až 5.3), byly ve spolupráci s Ing. Ondřejem Perháčem provedeny práce v programu ATENA na tvorbě matematického modelu IPE nosníku spřaženého s prostým betonem [55]. Tato činnost byla nad rámec řešeného problému a

jejím cílem bylo prozkoumání možností, které program ATENA poskytuje pro modelování daného konstrukčního typu.

Geometrie modelovaného tělesa odpovídala experimentu a je dle obr. 5.2. Spřažení bylo modelováno zjednodušeně s využitím matematického popisu kontaktu. V případě úplného smykového spojení byl modelován extrémně tuhý kontakt. V případě volného spojení byl výpočet proveden na základě modelu suchého tření. Tento případ je opačným extrémem tuhého spojení. Vyhodnocení výsledků je provedeno formou porovnání svislých průhybů uprostřed nosníku v místě dolní hrany betonové desky. Na obr. 5.9 a 5.10 jsou uvedeny výsledky numerického modelu simulujícího zatěžovací zkoušky nosníků IPE 200 spřaženého s prostým betonem.





Výsledky získané z numerického modelu spřaženého nosníku s deskou z prostého betonu vytvořeného v programu ATENA potvrdily možnosti modelování konstrukčních prvků tohoto typu. Z důvodů složitosti zadávání vstupních dat a zejména hardwarové náročnosti výpočtu nebyly tyto modely podrobněji zkoumány a pozornost byla dále věnována parametrickému modelování v programu ANSYS (viz výše). Problematika modelování v programu ATENA je detailně zkoumána v rámci jiné, v současné době řešené disertační práce.

6. Vyhodnocení výsledků a závěr

V rámci doktorské disertační práce, zabývající se chováním betonové části spřažených ocelobetonových nosníků v nadpodporové oblasti u staticky spojitých nosníků, byl v úvodní kapitole podán stručný přehled současného stavu problematiky, a to z hlediska předpisů, aktuálního stavu norem, doporučení a publikovaných prací společně s přehledem používaných typů konstrukcí. Dále je zde popsán současný přístup k navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí a stručný přehled používaných vláken plnících funkci rozptýlené výztuže u betonových směsí.

V druhé kapitole byly popsány cíle této disertační práce, které byly dále zpracovány v následujících kapitolách.

Třetí kapitola byla věnována stručnému popisu použitých metod pro zpracování výsledků.

Čtvrtá kapitola se věnovala experimentům fasádních dílců ze sklovláknobetonu. Byly zde také popsány a vyhodnoceny experimenty základních zkušebních vzorků ze stejného materiálu, a dále zde byly popsány a vyhodnoceny experimenty reálných zkušebních těles, která byla tvořena IPE profily spřaženými pomocí spřahovacích trnů s betonovou deskou. Zde byla betonová deska pro srovnání tvořena v různých variantách, a to jednak bez výztuže, dále za použití sklovláknobetonu a nakonec kombinací sklovláknobetonu a klasické betonářské výztuže.

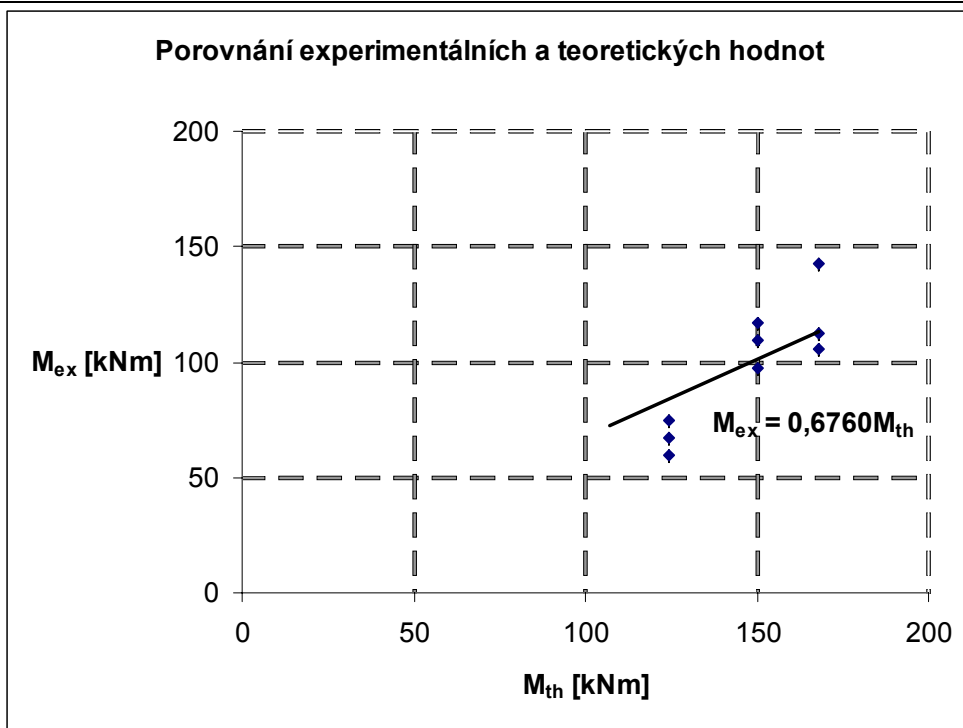
V páté kapitole byly popsány numerické modely simulující laboratorní experiment. Zatěžování zkušebního tělesa ze sklovláknobetonu. Výsledky z modelů byly následně porovnány s experimenty.

Šestá kapitola vyhodnocuje výsledky provedených experimentů z kapitoly 4, a to metodou navrhování pomocí zkoušek. Dále předkládá doporučení na posouzení průřezu v oblasti podléhající zápornému ohybovému momentu, za předpokladu použití sklovláknobetonu.

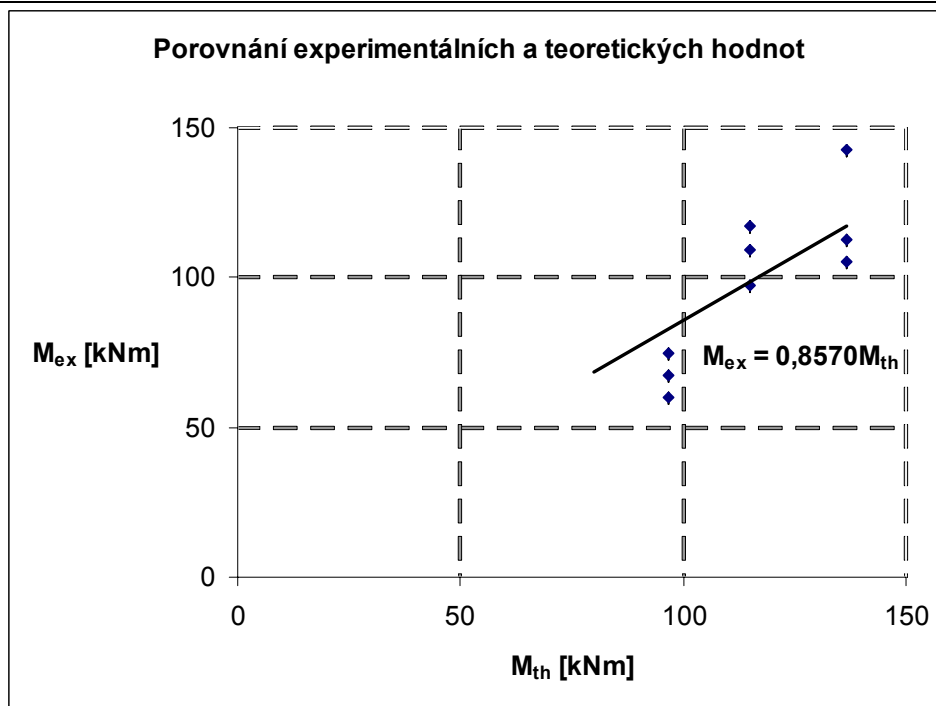
6.1. Vyhodnocení výsledků zatěžovacích zkoušek spřažených ocelobetonových nosníků

Stejně jako v kapitole 4 i zde je použita pro vyhodnocení experimentů spřažených nosníků metoda navrhování pomocí zkoušek, kde na základě pozorování skutečného chování během experimentů a teoretických předpokladů se vypracuje návrhový model, jehož účelem je odvození funkce odolnosti. Pro potřeby této práce byly touto metodou získány charakteristické a návrhové hodnoty únosností, a to jak plastických $M_{pl,Rd}$, tak i elastických $M_{el,Rd}$. Postup použití této metody je již popsán v kapitole 3.3.2. Jako teoretické hodnoty odolnosti byly použity výpočetní hodnoty plastických a elastických momentů únosností. Mez pevnosti sklovláknobetonu v tahu byla ve výpočtu teoretických hodnot únosností uvažována jako průměrná hodnota pevností v tahu za ohybu základních zkušebních těles o rozměrech 100x100x400 mm. Stejně tak i modul pružnosti sklovláknobetonu v tahu byl ve výpočtu zohledněn průměrnou hodnotou modulů pružností v tahu získaných ze zkoušek základních vzorků. Mez kluzu a modul pružnosti oceli byly stanoveny na základě tahových zkoušek. Do výpočtů teoretických hodnot únosností vstupují průměrné hodnoty těchto veličin, které byly stanoveny pro každou dimenzi IPE nosníků (IPE 180, IPE 200 a IPE 220) samostatně. Hodnoty materiálových charakteristik betonu i oceli jsou uvedeny v kapitole 4. Experimentální hodnoty odolnosti byly přímo stanoveny z provedených experimentů. Jak vyplývá ze stanovení pravděpodobnostního modelu odolnosti: $R = b \cdot R_{th} \cdot \delta$, byly získány hodnoty parametrů b a δ , pomocí nichž lze stanovit mez únosnosti spřažených nosníků vynásobením teoretických hodnot odolnosti. V této kapitole jsou stanoveny chybové a korekční faktory pro plastické i pružné chování těles. Zde jsou uvedeny již výsledky zpracování dle metody navrhování pomocí zkoušek.

V tab. 6.1 jsou uvedeny teoretické a experimentální hodnoty momentů únosností. Dále jsou zde uvedeny i výsledky parametrů b a δ pro plastické i pružné chování zkušebních těles.



Obr. 6.1 Vztah mezi experimentálními a teoretickými hodnotami – M_{th} dle teorie plasticity



Obr. 6.2 Vztah mezi experimentálními a teoretickými hodnotami – M_{th} dle teorie pružnosti

Porovnání únosností [kNm]					
Profil	Teoretické hodnoty		Experimentální hodnoty		
	M_{pl}	M_{el}	$M_{ex,1}$	$M_{ex,2}$	$M_{ex,3}$
180	124,2	96,8	60,0	67,2	75,0
200	150,4	114,9	117,0	97,5	109,5
220	168,0	136,7	112,5	142,5	105,5
Parametry z metody navrhování na základě zkoušek					
	Plastický výpočet		Pružný výpočet		
b	0,676		0,857		
δ - charakteristické	0,832		0,845		
δ - návrhové	0,711		0,727		
c_{Rk}	0,562		0,724		
c_{Rd}	0,481		0,623		

Tab. 6.1 Hodnoty získané výpočtem metodou navrhování na základě zkoušek

6.2. Návrh na stanovení únosnosti

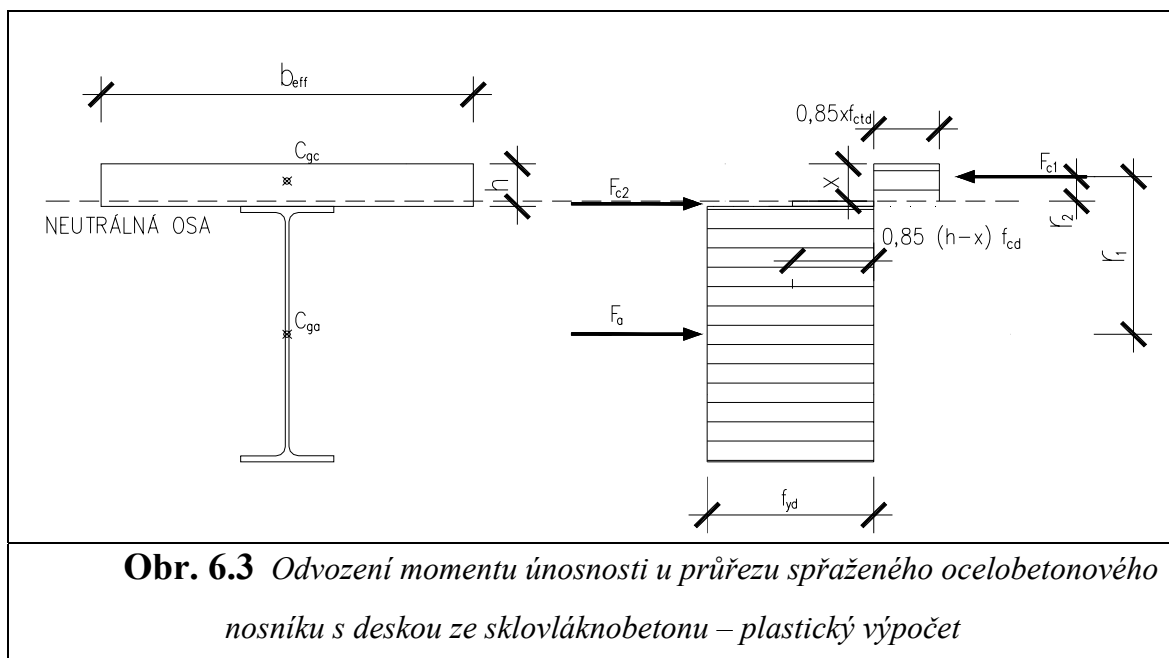
Dle metody navrhování na základě zkoušek byl získán vztah mezi teoretickými a experimentálními hodnotami.

$$M_{ex} = b \cdot M_{th} \quad (1)$$

M_{th} je zde teoretická hodnota platického nebo pružného momentu únosnosti, který byl stanoven na základě teoretických vztahů s ohledem na využití sklovláknobetonu i v tahu. Únosnost byla určena vždy pro každé zkušební těleso na základě změřených skutečných vlastností materiálu. Geometrické parametry byly uvažovány v nominálních hodnotách, což vzhledem k proporčním parametrům zkušebních těles je přijatelné.

6.2.1. Odvození vztahu pro plastickou únosnost

Princip výpočtu plastické únosnosti je zobrazen na obr. 6.3.



Pravděpodobnostní model plastického momentu únosnosti má tvar:

$$M_{pl,m} = b \cdot M_{pl,th}(X_m) \cdot \delta \quad (2)$$

Zde jsou $M_{pl,th}(X_m)$ teoretické hodnoty plastické únosnosti vypočítané pro střední hodnoty vstupních proměnných.

Charakteristická hodnota odolnosti je pak tvaru:

$$r_k = b \cdot M_{pl,th}(X_m) \cdot \exp(-k_{\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2) \quad (3)$$

a návrhová odolnost je tvaru:

$$r_d = b \cdot M_{pl,th}(X_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2) \quad (4)$$

přičemž hodnoty b a $\exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2)$ lze získat pomocí metody navrhování na základě zkoušek. Zde je součin těchto hodnot nahrazen c_{Rk} , resp. c_{Rd} . V tab. 6.1 jsou tyto veličiny tabelovány.

Vzhledem k tomu, že beton je do výpočtu uvažován jak v tlaku tak i v tahu lze předpokládat polohu neutrálné osy pouze v betonové desce nezávisle na ocelovém profilu, neboť pevnost betonu v tlaku bude vždy větší než v tahu. Potom lze $M_{pl,th}$ obecně vyjádřit jako:

$$M_{pl,th} = f_y \cdot A_a \cdot r_1 + f_c \cdot A_c \cdot r_2 \quad (6)$$

Kde A_a je plocha ocelové části, A_c je plocha tlačené části betonu, $r_{1,2}$ jsou vzdálenosti výslednic sil ocelové části, resp. tlačného betonu k silové výslednici taženého betonu, f_c je střední hodnota meze pevnosti betonu v tlaku a f_y je střední hodnota meze kluzu oceli.

Dosazením rovnice (6) do rovnice (3) a (4) a použitím veličin c_{Rk} , resp. c_{Rd} lze získat obecnou rovnici charakteristické resp. návrhové plastické odolnosti.

$$M_{pl,Rk} = 0,562 (f_y \cdot A_a \cdot r_1 + f_c \cdot A_c \cdot r_2), M_{pl,Rd} = 0,481 (f_y \cdot A_a \cdot r_1 + f_c \cdot A_c \cdot r_2) \quad (7)$$

6.2.2. Odvození vztahu pro pružnou únosnost

Pravděpodobnostní model pružného momentu únosnosti má tvar:

$$M_{el,m} = b \cdot M_{el,th}(X_m) \cdot \delta \quad (8)$$

Zde jsou $M_{el,th}(X_m)$ teoretické hodnoty plastické únosnosti vypočítané pro střední hodnoty vstupních proměnných.

Charakteristická hodnota odolnosti je pak tvaru:

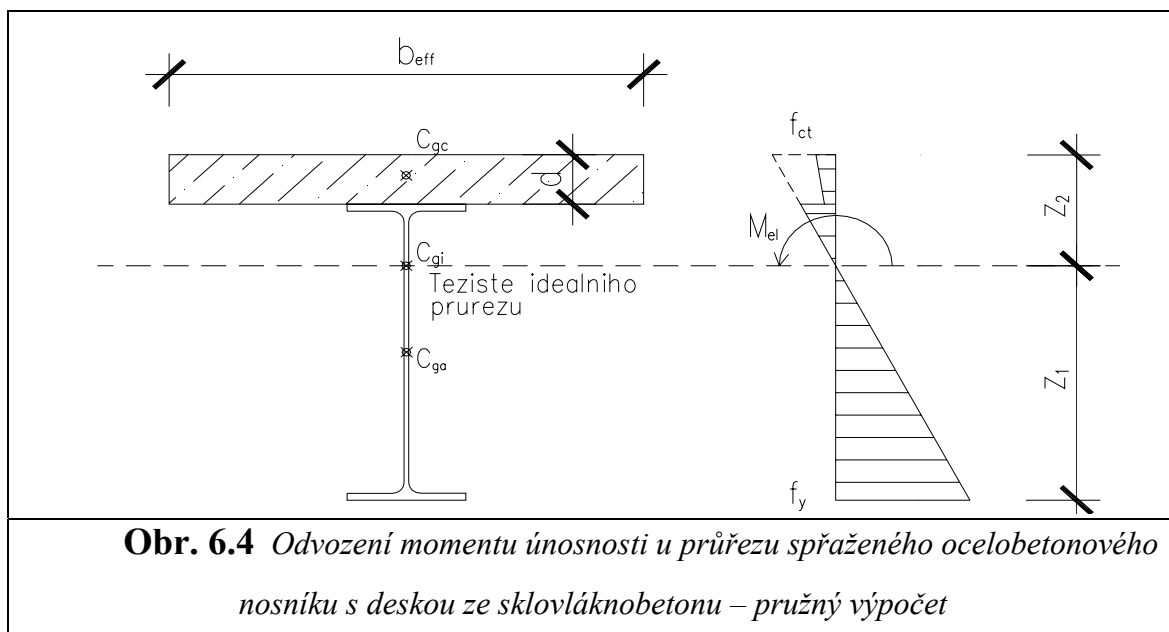
$$r_k = b \cdot M_{el,th}(X_m) \cdot \exp(-k_\infty \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5 \cdot Q^2) \quad (9)$$

a návrhová odolnost je tvaru:

$$r_d = b \cdot M_{el,th}(X_m) \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5 \cdot Q^2) \quad (10)$$

Hodnoty c_{Rk} a c_{Rd} opět nahrazují součin $b \cdot \exp(-k_\infty \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5 \cdot Q^2)$ resp. $b \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5 \cdot Q^2)$ a jsou tabelovány v tab. 6.1.

$M_{el,th}$ se vypočítá běžným postupem za předpokladu využití betonu v tahu. To znamená, že mezní moment je takový, při kterém je dosaženo maximálního povoleného napětí buď v ocelové části průřezu nebo v betonu. Princip výpočtu je tedy stejný jako v případě posouzení spřaženého průřezu namáhaného kladným momentem viz obr. 1.15, jen s opačnými znaménky napětí. Princip odvození pružného momentu únosnosti u průřezu spřaženého ocelobetonového nosníku s deskou ze sklovláknobetonu je zřejmý z obr. 6.4. Základem tohoto výpočtu je stanovení tzv. ideálních průřezových charakteristik, které jsou odvislé od hodnoty pracovního součinitele. Na základě testů provedených v této práci se hodnota pracovního součinitele pro sklovláknobeton pohybuje kolem 10.

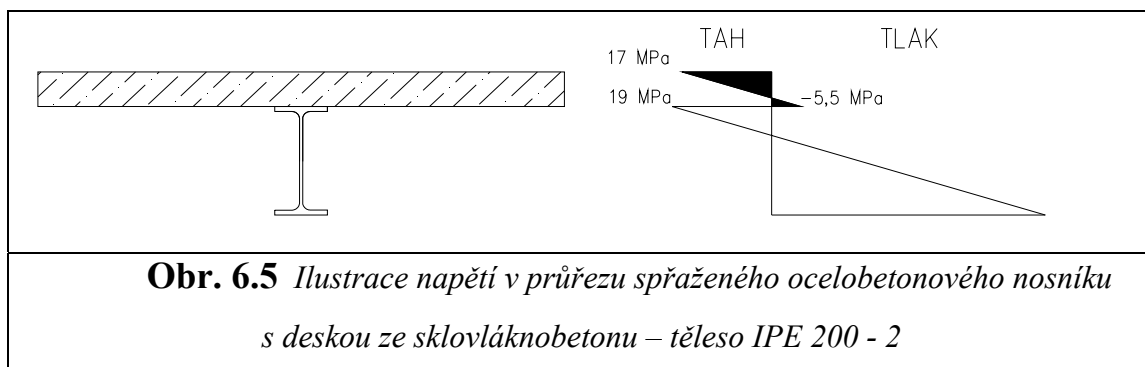


Dle výpočtů teoretických hodnot el. odolností bylo pro zkušební tělesa vždy rozhodující napětí v krajních ocelových vláknech. Potom lze získat obecnou rovnici charakteristické, resp. návrhové plastické odolnosti:

$$M_{el,Rk} = 0,724 (I_i / z_1) \cdot f_y, \quad M_{el,Rd} = 0,623 (I_i / z_1) \cdot f_y \quad (11)$$

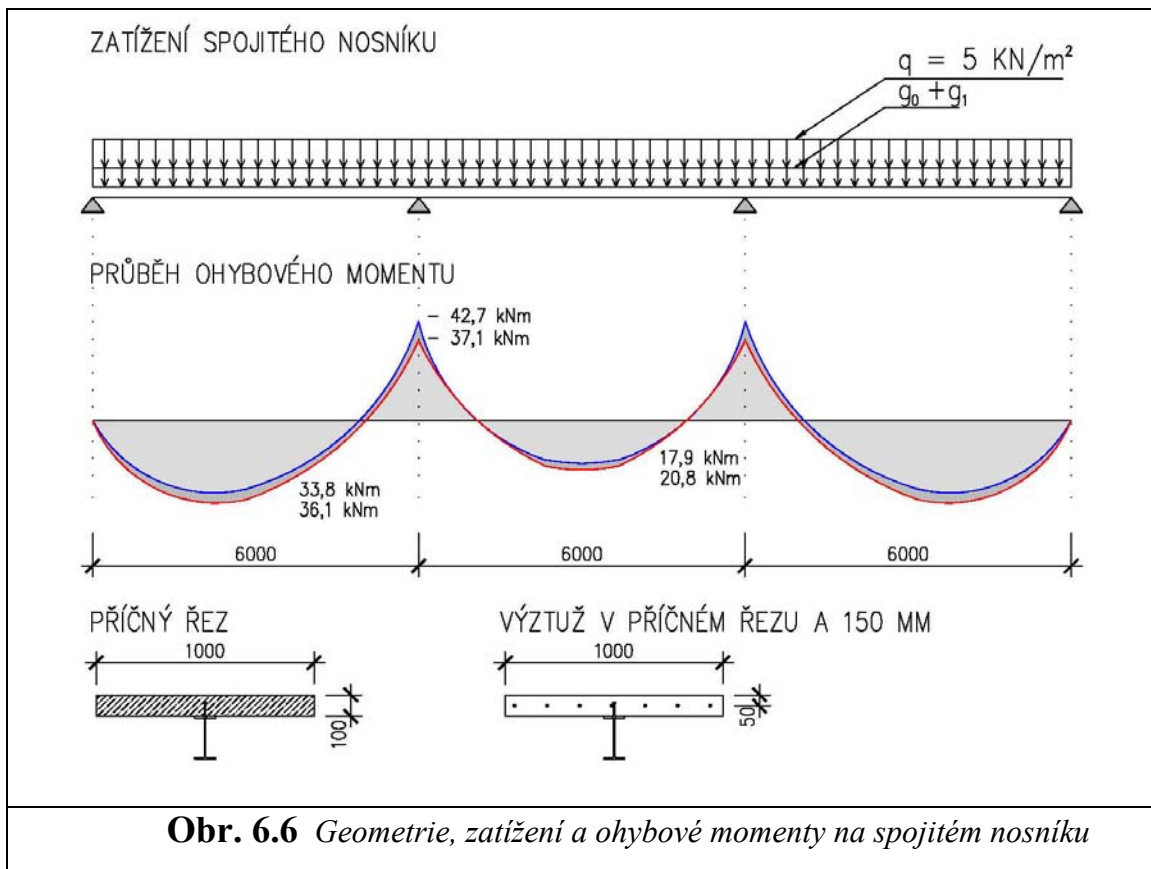
Kde z_1 je vzdálenost těžiště ideálního průřezu ke krajním vláknům ocelového profilu a hodnota f_y je střední hodnota meze kluzu ocelové části průřezu.

Na obr. 6.5 je znázorněno skutečné chování spřažených nosníků dle provedených experimentů. Hodnoty napětí odpovídají zkušebnímu tělesu 200 - 2. Dle výsledků experimentů dochází u každého tělesa k částečnému prokluzu jednotlivých materiálů, třebaže dle příslušných norem by k tomuto jevu docházet nemělo. Napětí na obr. 6.5 je zjištěné na základě měření poměrných deformací pomocí tenzometrů.



6.3. Vyhodnocení výsledků

V tomto odstavci je uvedeno srovnání únosností spřažených ocelobetonových nosníků s deskou ze sklovláknobetonu (bez výztuže i s výztuží) s nosíky s běžným betonem s výztuží. Porovnání je provedeno na reálné konstrukci, která svými rozměry i příčným řezem odpovídá provedeným experimentům, které simulovaly namáhání části spojitého nosníku v nadpodporové oblasti. Geometrie, stejně tak jako zatížení a výsledné ohybové momenty jsou zobrazeny na obr. 6.6.



Na obr. 6.6 je modře vyznačen průběh ohybového momentu pro průřez se sklovláknobetonem (konstantní tuhost po délce spojitého nosníku), červeně je vyznačen průběh ohybového momentu pro spřažený průřez s běžným betonem s betonářskou výztuží. Je zde patrná redukce v nadpodporové oblasti díky změně tuhosti vlivem potrhání taženého betonu.

V tab. 6.2 jsou uvedeny použité ocelové profily spřaženého nosníku a odolnosti průřezů v oblasti maximálního i minimálního momentu. Jsou zde porovnány únosnosti 3 typů příčných řezů. IPE nosník spřažený se sklovláknobetonem, se

sklovláknobetonem s betonářskou výztuží a IPE nosník spřažený s běžným betonem s betonářskou výztuží.

Ve výpočtu jsou materiálové charakteristiky sklovláknobetonu použity z výsledků příslušných zkoušek základních vzorků, resp. jejich střední hodnoty. Běžný beton má stejné parametry jako sklovláknobeton vyjma tahových vlastností. V tab. 6.2 jsou uvedeny návrhové hodnoty pružných i plastických odolností jednotlivých profilů a jejich procentuální využití.

Porovnání únosností					
Nadpodporová oblast - IPE 180					
	M [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	využití [%]	$M_{el,Rd}$ [kNm]	využití [%]
sklovláknobeton	-42,7	-59,8	71,4	-56,9	75,0
sklovláknobeton s výztuží Φ 12 mm	-42,7	-63,5	67,2	-58,7	72,7
běžný beton s výztuží Φ 16 mm	-37,1	-68,1	54,5	-47,6	77,9
Krajní pole - IPE 180					
	M [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	využití [%]	$M_{el,Rd}$ [kNm]	využití [%]
sklovláknobeton	33,8	107,2	31,5	82,8	40,8
sklovláknobeton s výztuží Φ 12 mm	33,8	107,2	31,5	82,8	40,8
běžný beton s výztuží Φ 16 mm	36,1	107,2	33,7	82,8	43,6

Tab. 6.2 Tabulka návrhových momentů a návrhových momentů únosností

Z tab. 6.2 je zřejmý přínos sklovláknobetonu zejména v nadpodporové oblasti. V porovnání s průřezem s běžným betonem s výztuží profilu 16 mm je rozdíl 4 %. Vzhledem k tomu, že i při použití sklovláknobetonu se předpokládá alespoň minimální vyztužení betonářskou výztuží, je zde varianta srovnání běžného betonu s výztuží profilu 16 mm a sklovláknobetonu s výztuží profilu 12 mm. Zde je rozdíl 7 % využití průřezu ve prospěch sklovláknobetonu s výztuží.

U průřezů v krajním poli jsou únosnosti všech 3 typů nosníků shodné. Rozdíly v procentuálním využití průřezů v prospěch sklovláknobetonu jsou díky přerozdělení vnitřních sil (viz výše).

7. Literatura

- [1] YAM, C., LLOYD P., Design of Composite Steel - Concrete Structures, Surrey University Press, 1981.
- [2] WALTHER, R. Nové trendy ve vývoji mostních konstrukcí, Inženýrské stavby, č. 2, s. 75-81, 1990.
- [3] STUDNIČKA, J. Prvky ocelových konstrukcí 2 – Ocelobetonové konstrukce, ČVUT, Praha, 2000, ISBN 80-01-01743-5
- [4] MACHÁČEK, J., STUDNIČKA, J., Ocelobetonový nosník s perforovanou lištou, Stavební obzor, č. 2, s. 36-40, 1998.
- [5] ĎURICOVÁ, A., ROVŇÁK, M., NAĎ, L., Porovnanie spriahnutia pomocou trňov a perforovaného pásu, Stavební obzor, č. 10, s. 295-298, 1998.
- [6] SAUL, R., Bridges with Double Composite action, Structural Engineering International, Journal of IABSE, pp. 32-36, February 1996.
- [7] PECHAR, J., Ocelobetonové spřažené konstrukce – současnost a perspektivy, Inženýrské stavby, č. 3, s. 117-121, 1987.
- [8] ČSN 73 2089, Směrnice pro navrhování spřažených ocelobetonových nosníků, ÚNM Praha, 1961.
- [9] ČSN 73 1206, Spřažené ocelobetonové konstrukce, Základní ustanovení pro navrhování, ÚNM Praha, 1986.
- [10] Směrnice pro spřažené ocelobetonové konstrukce a ocelobetonové desky, Návrh a provádění, 2. doplněné vydání, VÚPS Praha, 1986
- [11] Směrnice pro spřažené ocelobetonové konstrukce namáhané na únavu, Návrh a provádění, 2. doplněné vydání, VÚPS Praha, 1986
- [12] TECHNICKÉ PODMÍNKY (TP 79), Navrhování spřažených ocelobetonových nosných konstrukcí mostů pozemních komunikací, Ministerstvo dopravy ČR – obor pozemních komunikací, Praha, 1996.
- [13] ČSN 73 0035, Zatížení stavebních konstrukcí, ÚNM Praha, 1986.
- [14] ČSN 73 6203, Zatížení mostů, ÚNM Praha, 1987.
- [15] ČSN P ENV 1994-2 (73 2089), Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí, Část 2: Spřažené ocelobetonové mosty, ČSNI, Praha, 1998.
- [16] ČSN P ENV 1994-1 (73 2089), Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí, Část 1: Spřažené ocelobetonové konstrukce, ČSNI, Praha, 1998.

- [17] ČSN P ENV 1992-1-1 (73 1201), Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČSNi, Praha, 1995.
- [18] ČSN P ENV 1993-1-5 (73 1401), Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-5: Obecná pravidla – Doplnující pravidla pro rovinné deskostěnové konstrukce bez příčného zatížení, ČSNi, Praha, 1998.
- [19] ČSN P ENV 1993-2 (73 6205), Navrhování ocelových konstrukcí, Část 2: Ocelové mosty, ČSNi, Praha, 1999.
- [20] KARMAZÍNOVÁ M, PILGR M; Ocelové konstrukce vícepodlažních budov, Brno 2001
- [21] BODE, H., Einführung in das Thema Stahlverbund-Brückenbau, Stahlverbund-Brückenbau, Stahl-Information-Zentrum, Düsseldorf, pp. 5-8, 1991.
- [22] PECHAL, A., KONEČNÝ, V., Silniční a železniční mosty, sborník 6. Mezinárodní Symposium Mosty 2001, s. 226-230, Brno, 2001.
- [23] SEIFRIED, G., STETTER, K., Planung und Ausführung von in Längsrichtung nicht vorgespannten Betonfahrbahnplatten für die Stahlverbundbrücken Siebelebn und Wilkau- Haslau, Beton-und Stahlbetonbau 91, Heft 4, pp. 80-85, 1996.
- [24] NUDERT, Z., KRŠIČKA, J., VÍTEK, T., -Estakády na obchvatu silnice I/11 v Mostech u Jablunkova, sborník Betonářské dny, s. 295-302, Pardubice, 2000.
- [25] ALLMEIER, S., FRENZEL J., SCHIEFER, S., SEIDL, G., WEBER, J., Innovation im Verbundbrückenbau - Talbrücke Oberhartmannstreuth, Stahlbau, Helf 9, 2000.
- [26] NATHER, F., Stahlbrücken mit Doppel verbund in Deutschland – Bemerkungen zu Konstruktion und Bemessung, Stahl-und Stahlbetonbau, Heft 4, pp. 193-198, April 1997.
- [27] NATHER, F., Stahlbrücken mit Doppel verbund in Deutschland – Überblick und Ergebnisse von Forschungsaufträgen, Bauingenieur 72, pp. 131-141, March 1997.
- [28] NAKAMURA, S., - New Structural Forms Steel/Concrete Composite Bridges, Structural Engineering International, Journal of IABSE, January 2000.
- [29] COMBAULT, J., Viaduct du Vallon de Maupré a Charolles, Travaux, p. 67-80, Octobre 1988.
- [30] Bulletin Ponts Métalliques N° 15, Office Technique pour l'Acier, Paris, France, 1992

- [31] GORDON, G.P., KEEFER, R. H., CHAMBERS, R.W., Pennsylvania's Post-Tensioned Concrete Integral Pier Caps, Proceedings, International Bridge Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, 1999.
- [32] MISTRY, V.C., Integral Abutment and Jointless Bridges, Proceedings, International Bridge Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, 1998.
- [33] ZŮDA, K., SLÁNSKÝ, B., Bezdilatační přechod mostovky na prefabrikovaných mostech z nosníků KA a I o více polích, Zborník, Progresivné metódy výstavby dlhých mostných objektov, s.88-94, Bratislava, 1977.
- [34] BRADFORD, M. A., Shrinkage Behavior of Steel-Concrete Composite Beams, ACI Structural Journal, No. 6, November-December, pp. 625-632, 1997.
- [35] NAVARRO, M. G., LEBET, J.-P., Concrete cracking in composite Bridges: Tests, Models and Proposals, Structural Engineering International, Journal of IABSE, pp. 184-190, March 2001.
- [36] STRÁSKÝ, J., NAVRÁTIL, J., SVADBÍK, P., Časově závislá analýza spřaženého mostu, sborník, 18. Česko-Slovenská mezinárodní konference Ocelové konstrukce a mosty, oddíl 3, s. 63-68, Brno, 1997.
- [37] ŠMERDA, Z., KRÍSTEK, V., Creep and Shrinkage of Concrete Elements and Structures, SNTL, Praha, 1988.
- [38] MISTRY, V.C., Integral Abutment and Jointless Bridges, Proceedings, International Bridge Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, 1998.
- [39] BUSTIN, J., ŠUBR, J., Spřažené ocelobetonové konstrukce, SNTL, Praha, 1964,
- [40] SCHINDLER, A., PECHAR, J., STUDNIČKA, J., Spřažené ocelobetonové konstrukce, ČVUT, Praha, 1975,
- [41] Mindess.S.and Banthia.N.,1994, *Fiber Reinforced Cementitious Composites: Current Practice and Future Prospects*, Concrete Technology, Past, Present, and Future. (Ed. P.K. Mehta), ACI SP-144, American Concrete Institute, Detroit, pp. 417-446.
- [42] Johnston, Colin D., 1994, *Fiber-Reinforced Cement and Concret*, in V.M.Malhotra (ed.) *Advances in Concrete Technology*, Secondary Edition, Ministry of Supply and Services Canada. Pp. 603-673.
- [43] Banthia, N., and Sheng, J., in press, *Fracture Toughness of Micro-Fiber Reinforced Cement Composites*. Cement and Concrete Composites (UK), pp. 1-15

- [44] Karmazínová, M., Melcher, J., Pokorný, R., Štrba, M. (2004): Materiálové parametry sklovláknobetonu, In *Sborník VIII. konference „Ekologie a nové stavební hmoty a výrobky 2004“ konané v Telči*, VUSTAH – Brno, 2004
- [45] Melcher, J., Karmazínová, M. (2005): *Zatěžovací zkoušky sklovláknobetonových fasádních dílců vyztužených žebrem.* In *Sborník IX. konference VUSTAH Brno „Ekologie a nové stavební hmoty a výrobky“ konané v Telči*, 2005, Telč, 2005, s. 204-208. ISBN 80-239-4905-5.
- [46] POZDÍŠEK, J.: Experimentální ověření materiálových vlastností cementových kompozitů vyztužených skelnými vlákny, *Sborník konference JUNIORSTAV 2007*, FAST VUT v Brně, Brno, 2007
- [47] Experiment 2007
- [48] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. ČSN, 2004
- [49] MELCHER J., KARMAZINOVA M., POZDISEK J. Experimental Verification of Behaviour of Composite Steel and Glass-Fibre-Concrete Beams proceedings of the 9th international conference on steel concrete composite and hybrid structures (ASCCS 2009), LEEDS, UK, 8-10 JULY 2009
- [50] Kolář, V., Němec, I., Kanický, V.: FEM Principy a praxe metody konečných prvků. *Computer Press, Hornocholupická 22, Praha 4*, 1997, ISBN 80-7226-021-9
- [51] Červenka, V., Jendele, L., Červenka, J.: ATENA Program Documentation, Part 1 – *ATENA Tudory, Cerveka Consulting, Na Hřebínkách 55, Praha*, May 2009
- [52] Červenka, V., Jendele, L., Červenka, J.: Program Documentation, Part 2–1 *ATENA 2D User Manual, Cerveka Consulting, Na Hřebínkách 55, Praha*, November 2006
- [53] SADÍLEK, V. Statistické aspekty moderních kompozitních materiálů, disertační práce, VUT v Brně - Fakulta stavební, Brno, 2012.
- [54] KARMAZÍNOVÁ, M. K problému metodiky navrhování a experimentálního ověřování rozpěrných kotev, habilitační práce, VUT v Brně - Fakulta stavební, Brno, 2005.
- [55] PERHÁČ, O. Spřažené ocelobetonové nosníky z progresivních materiálů, pojednání k doktorské státní zkoušce, VUT v Brně - Fakulta stavební, Brno, 2010
- [56] MRÁZIK, A. Teória spoľahlivosti oceľových konštrukcií, VEDA Bratislava, 1987.

- [57] TEPLÝ, B. a NOVÁK, D. Spolehlivost stavebních konstrukcí, VUT v Brně –
Fakulta stavební, CERM Brno, 1999.
- [58] TICHÝ, M. a VORLÍČEK, M. Spolehlivost stavebních konstrukcí, ČVUT
Praha, 1983.
- [59] VORLÍČEK, M., HOLICKÝ, M. a ŠPAČKOVÁ, M. Pravděpodobnost a
matematická statistika pro inženýry, ČVUT Praha, 1982.
- [60] BAKYTOVÁ, H. Základy statistiky, ALFA Bratislava, 1975.

- [61] RIEČANOVÁ, Z. Numerické metody a matematická statistika, ALFA
Bratislava, 1987.

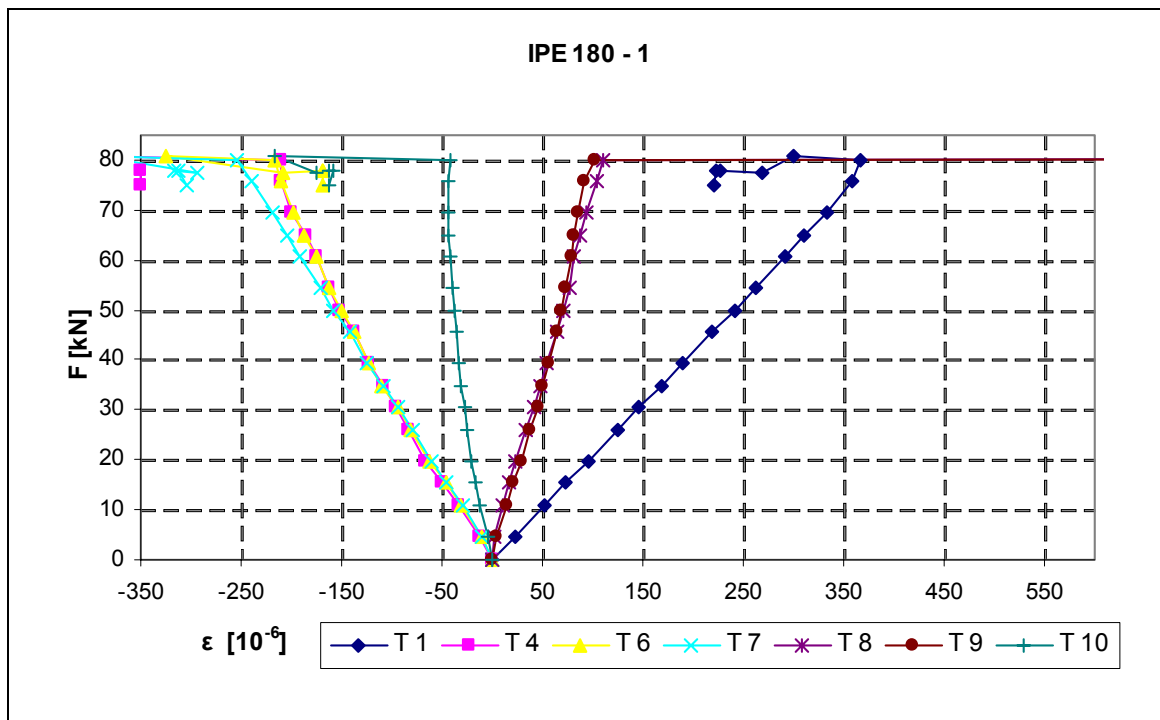
Seznam příloh:

P.01 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-1 (vláknobeton).....	3
P.02 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-2 (vláknobeton).....	3
P.03 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-3 (vláknobeton).....	4
P.04 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-1 (vláknobeton).....	4
P.05 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-2 (vláknobeton).....	5
P.06 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-3 (vláknobeton).....	5
P.07 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-1 (vláknobeton).....	6
P.08 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-2 (vláknobeton).....	6
P.09 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-3 (vláknobeton).....	7
P.10 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-1 (nevztyžený beton)	7
P.11 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-2 (nevztyžený beton)	8
P.12 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-3 (nevztyžený beton)	8
P.13 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-1 (nevztyžený beton)	9
P.14 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-2 (nevztyžený beton)	9
P.15 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-3 (nevztyžený beton)	10
P.16 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-1 (nevztyžený beton)	10
P.17 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-2 (nevztyžený beton)	11
P.18 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-3 (nevztyžený beton)	11
P.19 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-1 (beton s klasickou výztuží i vlákny).....	12
P.20 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-1 (beton s klasickou výztuží i vlákny).....	12
P.21 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-2 (beton s klasickou výztuží i vlákny).....	13
P.22 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-3 (beton s klasickou výztuží i vlákny).....	13
P.23 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-1 (beton s klasickou výztuží i vlákny).....	14
P.24 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-2 (beton s klasickou výztuží i vlákny).....	14

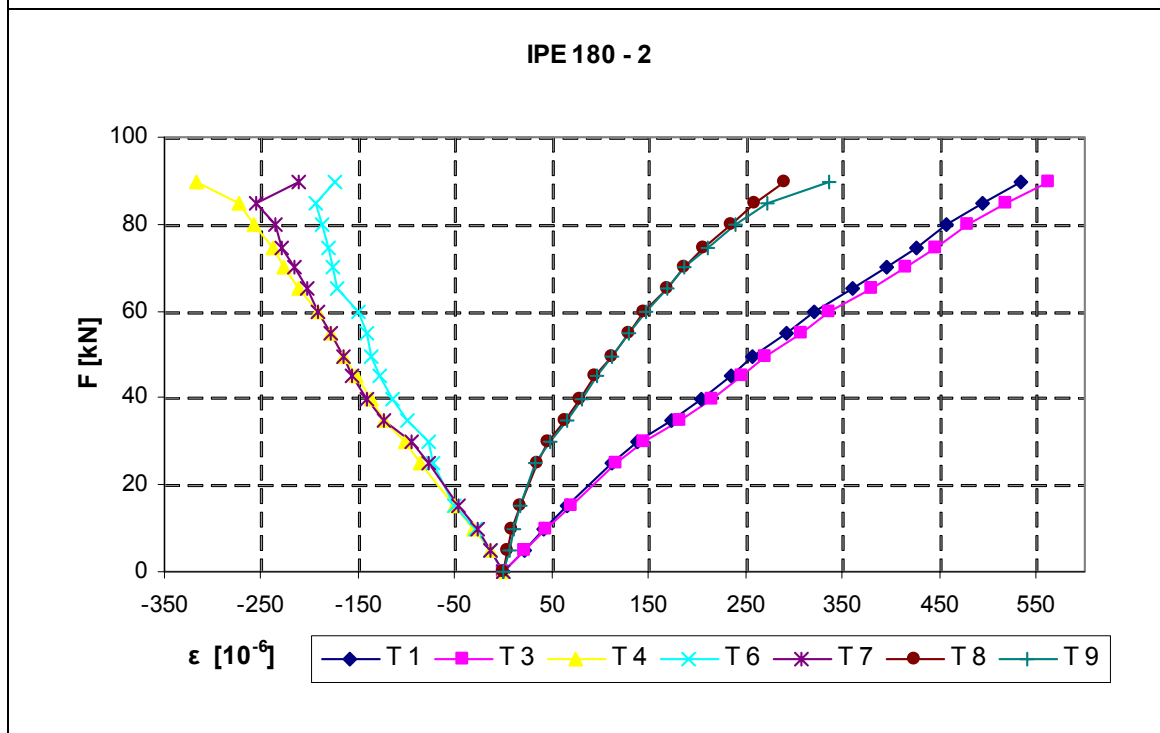
P.25 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-3 (beton s klasickou výztuží i vlákny)	15
P.26 Zatěžovací sestava elementárních vzorků	19
P.27 Porušení elementárního vzorku	19
P.28 Rozdrcený zkušební vzorek pro získání krychelné pevnosti.....	20
P.29 Příprava tenzometru na betonové desce	20
P.30 Příprava tenzometru na IPE nosníku	21
P.31 Příprava tenzometru na IPE nosníku-finální úprava	21
P.32 Magistrální trhlina zkušební tělesa s rozptýlenou výztuží	22
P.33 Připravená zkušební tělesa	22
P.34 Vlastnosti sklovláknobetonu ze souboru těles - IPE nosníky se sklovláknobetonem	23
P.35 Vlastnosti sklovláknobetonu ze souboru těles - IPE nosníky se sklovláknobetonem s betonářskou výztuží.....	24
P.36 Protokol k tahovým zkouškám oceli - 1	25
P.37 Protokol k tahovým zkouškám oceli - 2	26
P.38 Protokol k tahovým zkouškám oceli - 3	27
P.39 Protokol k tahovým zkouškám oceli - 4	28

Seznam tabulek

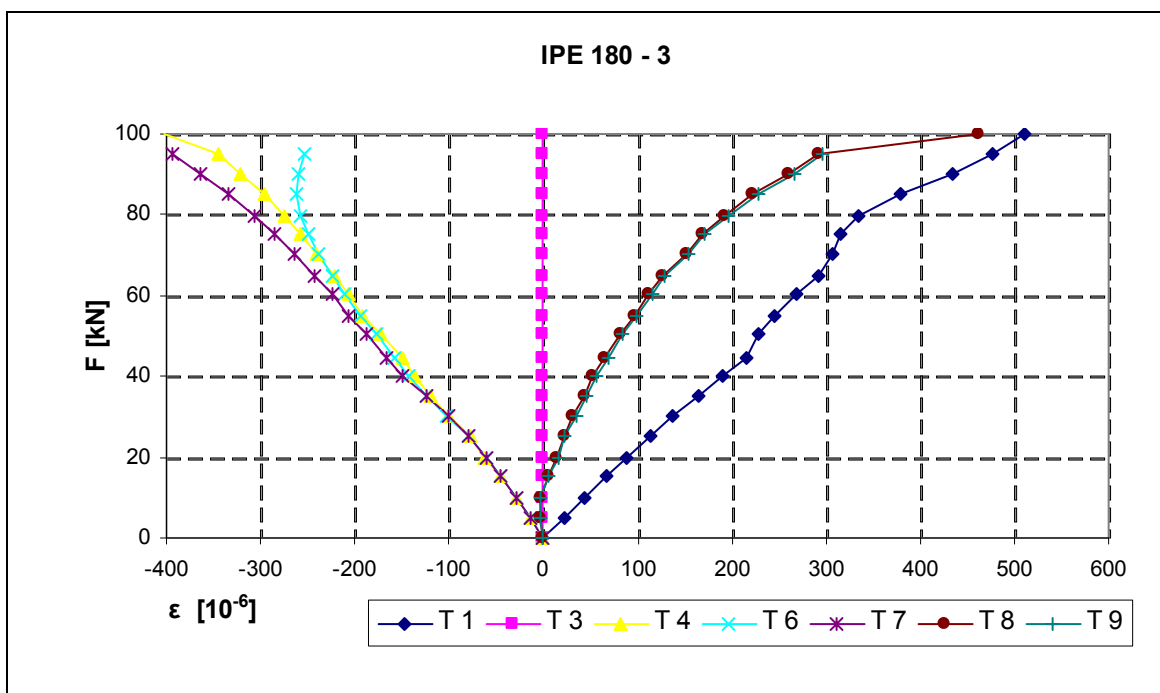
Tab. P.1 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu s rozptýlenými vlákny, rozpětí 26 cm.....	15
Tab. P.2 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu s rozptýlenými vlákny, rozpětí 20 cm.....	16
Tab. P.3 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu s rozptýlenými vlákny, rozpětí 14 cm.....	17
Tab. P.4 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu se sítí z vláken, rozpětí 22 cm	17
Tab. P.5 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu se sítí z vláken, rozpětí 30 cm	18
Tab. P.6 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu se sítí z vláken, rozpětí 38 cm	18



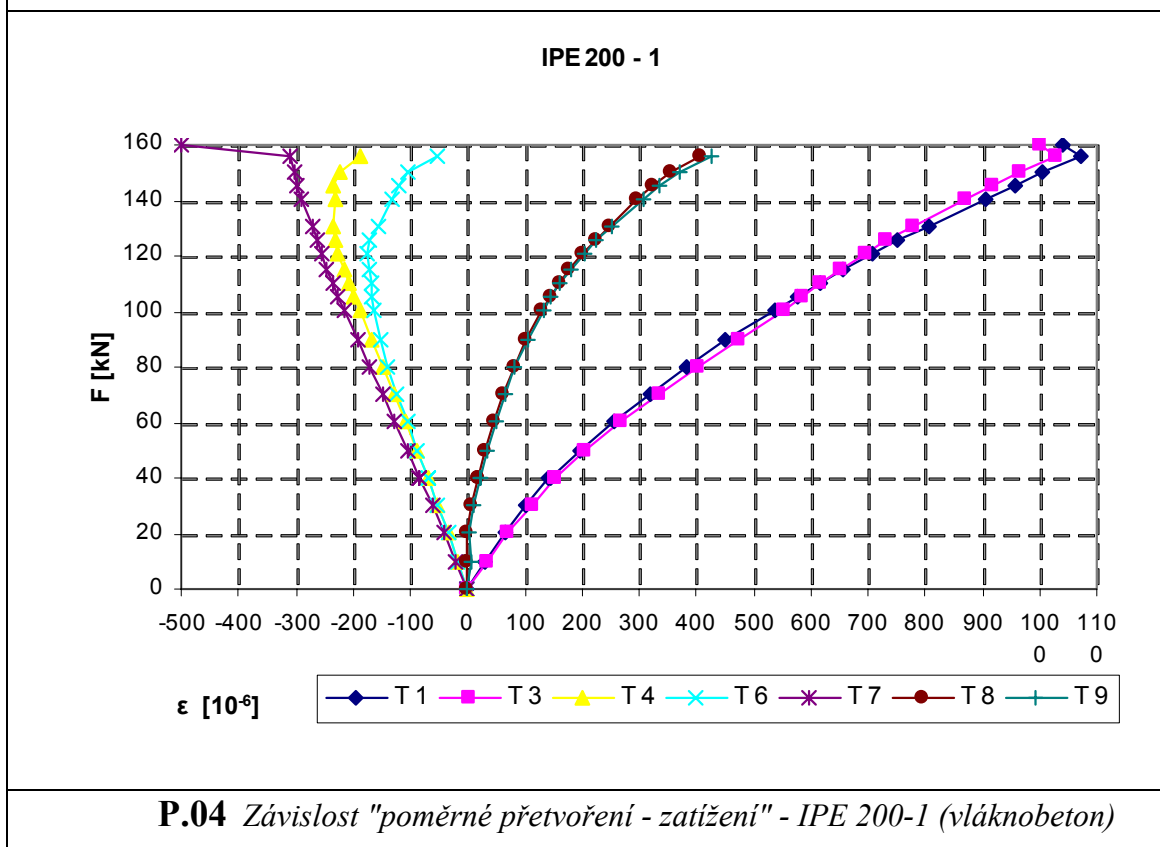
P.01 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-1 (vláknobeton)



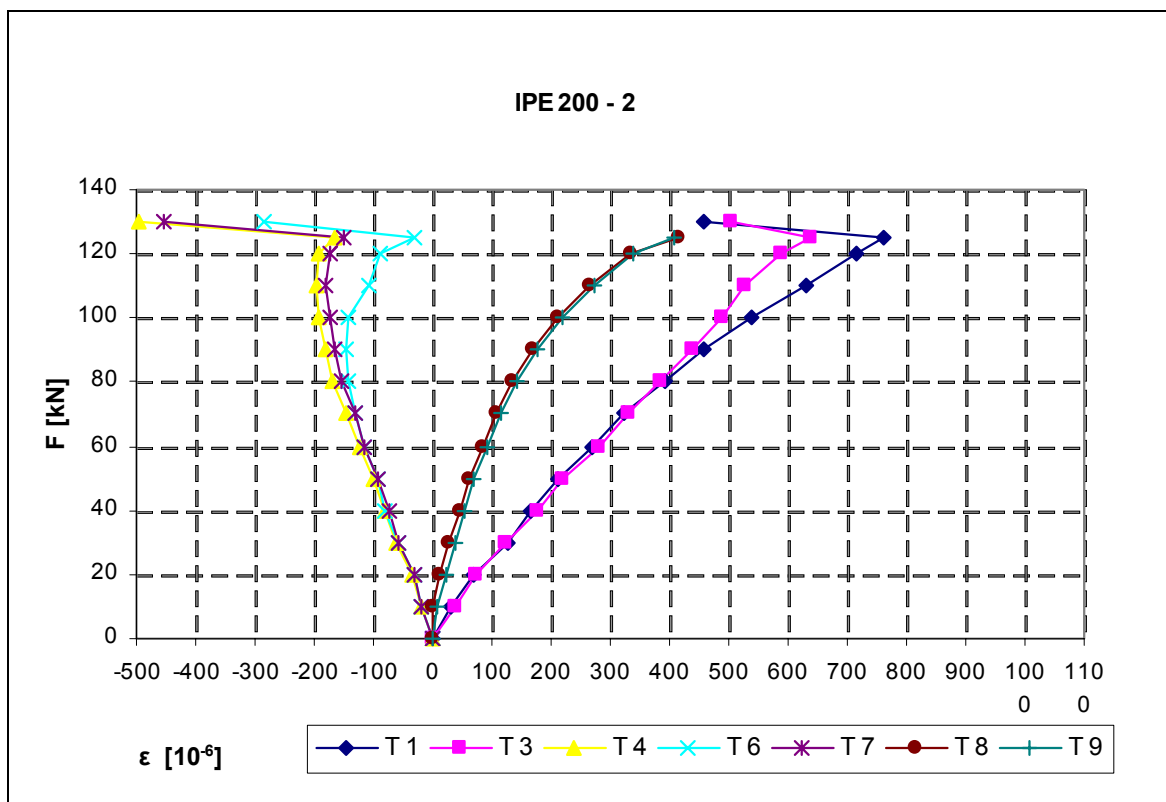
P.02 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-2 (vláknobeton)



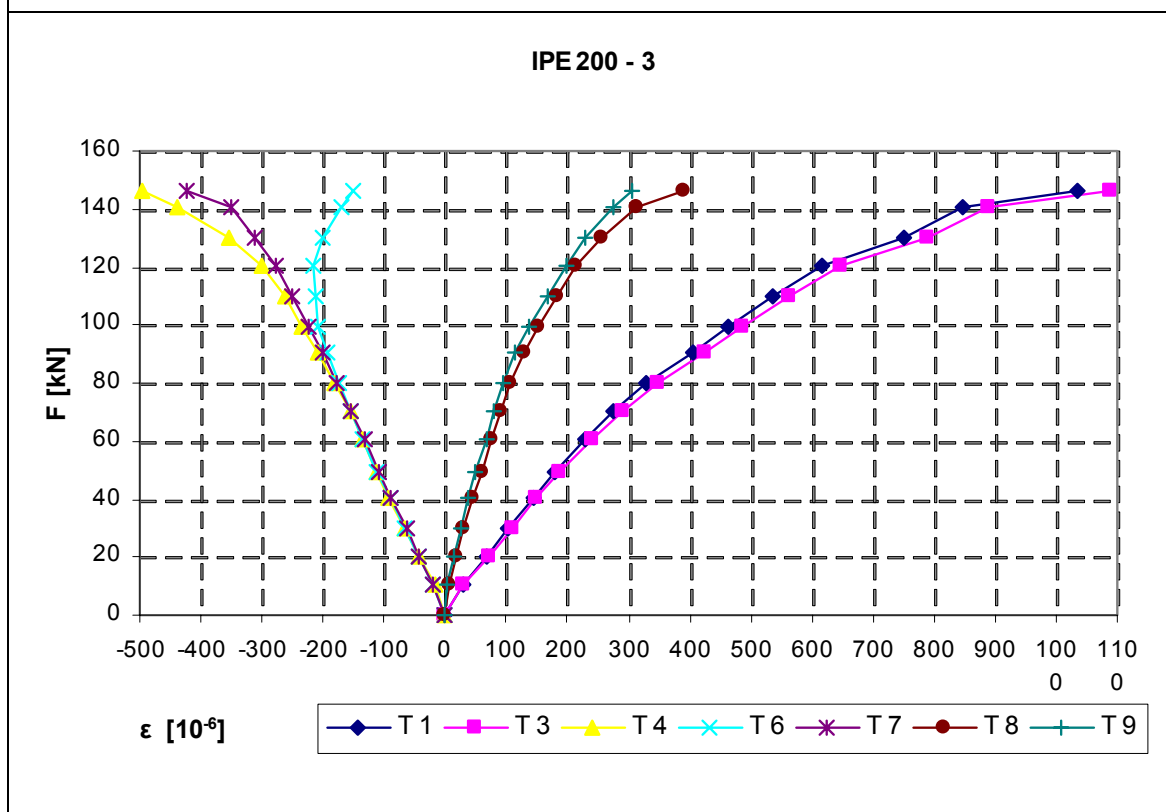
P.03 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-3 (vláknobeton)



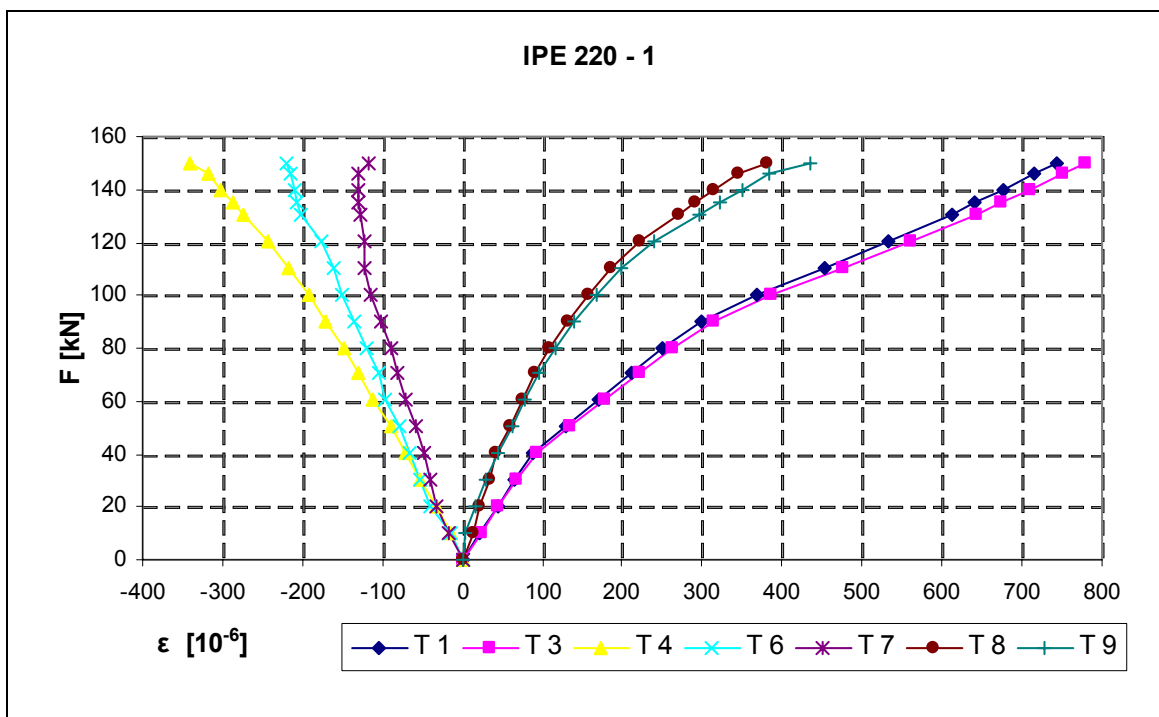
P.04 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-1 (vláknobeton)



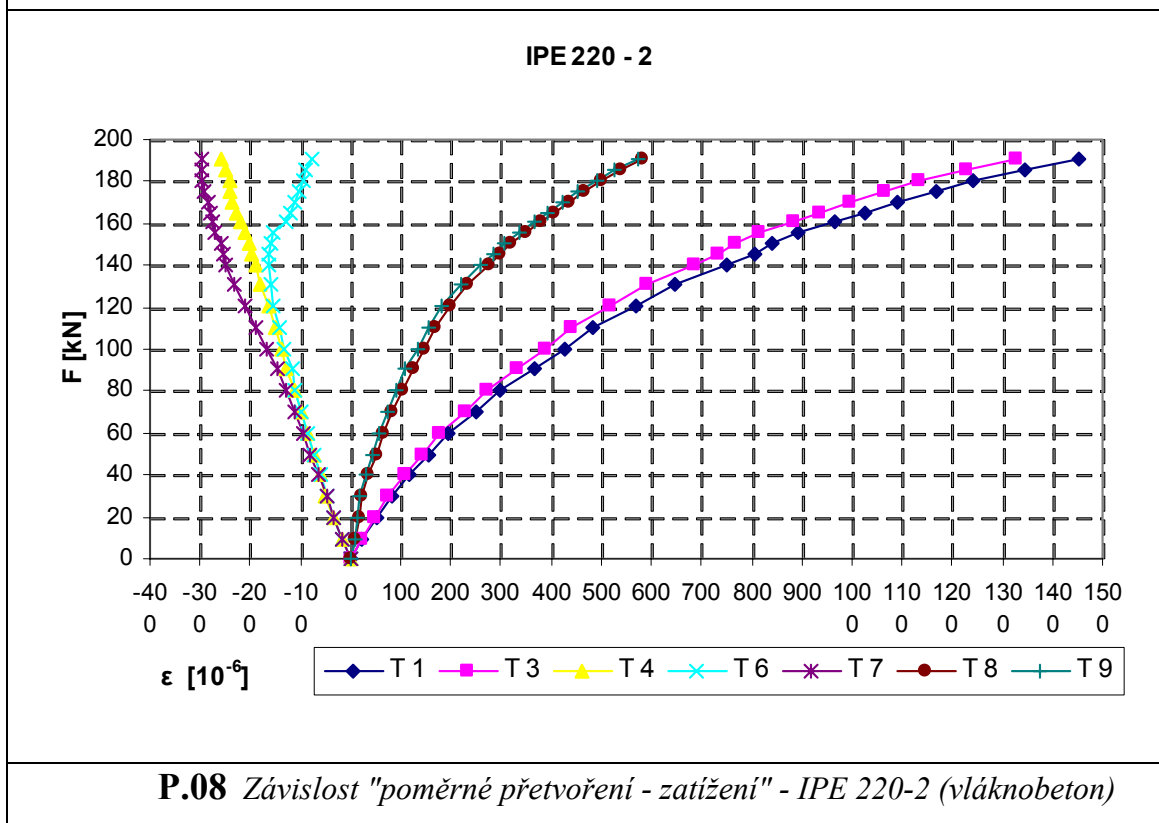
P.05 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-2 (vláknobeton)



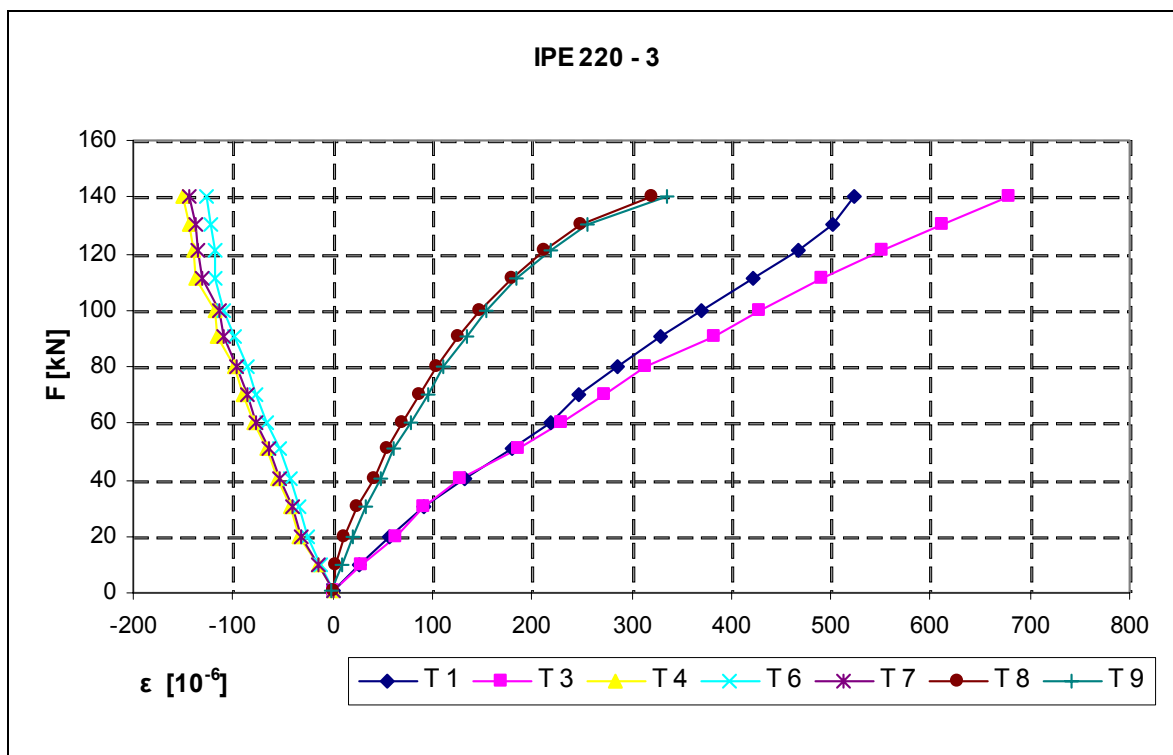
P.06 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-3 (vláknobeton)



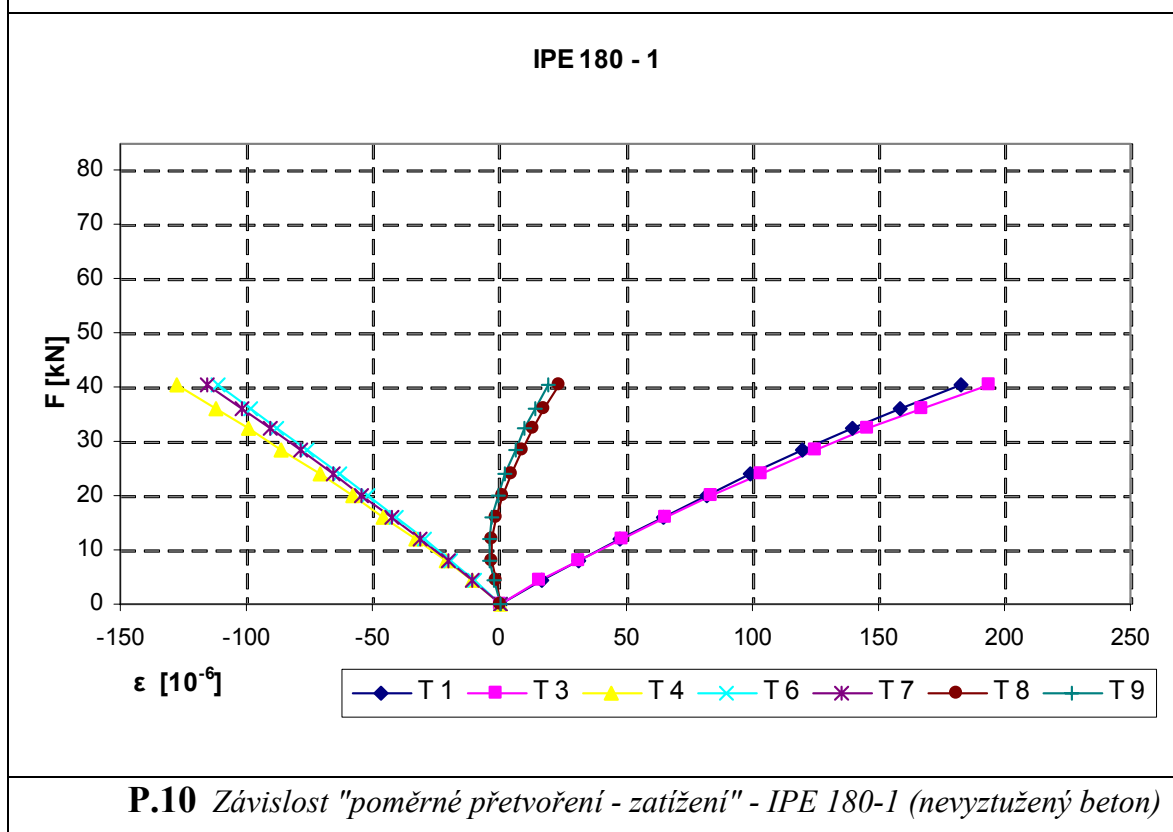
P.07 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-1 (vláknobeton)



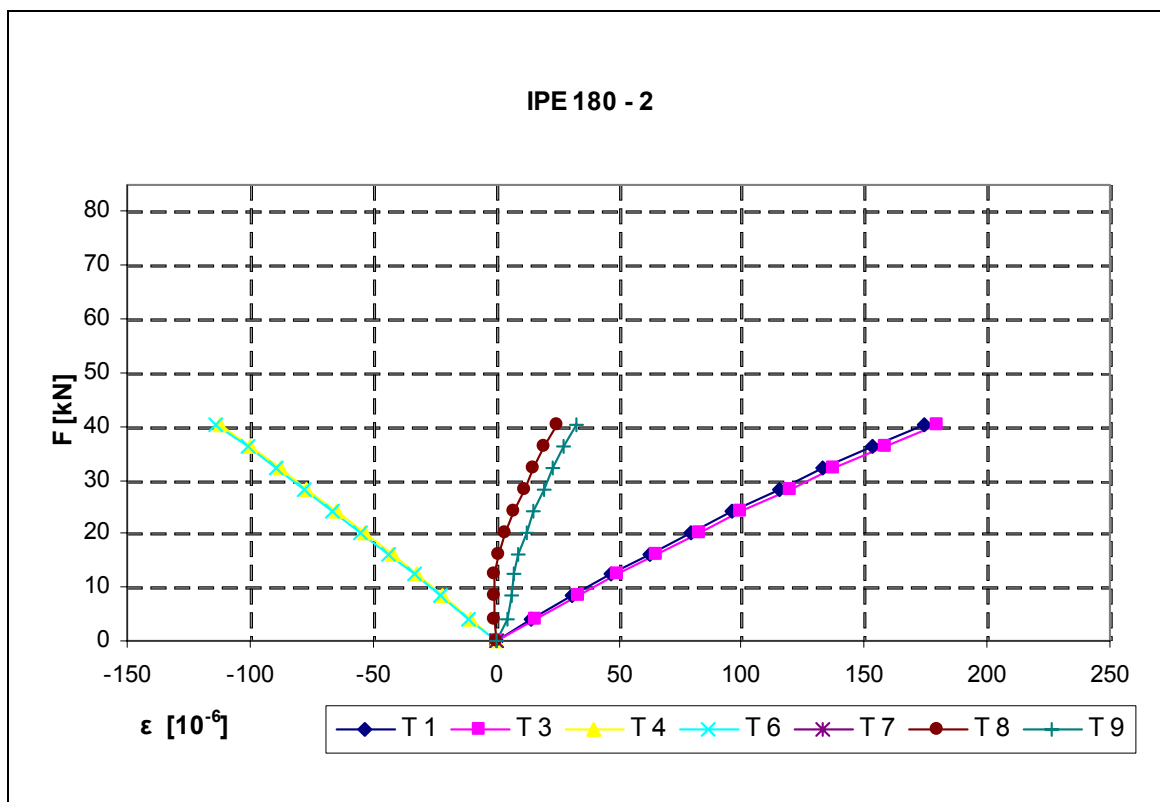
P.08 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-2 (vláknobeton)



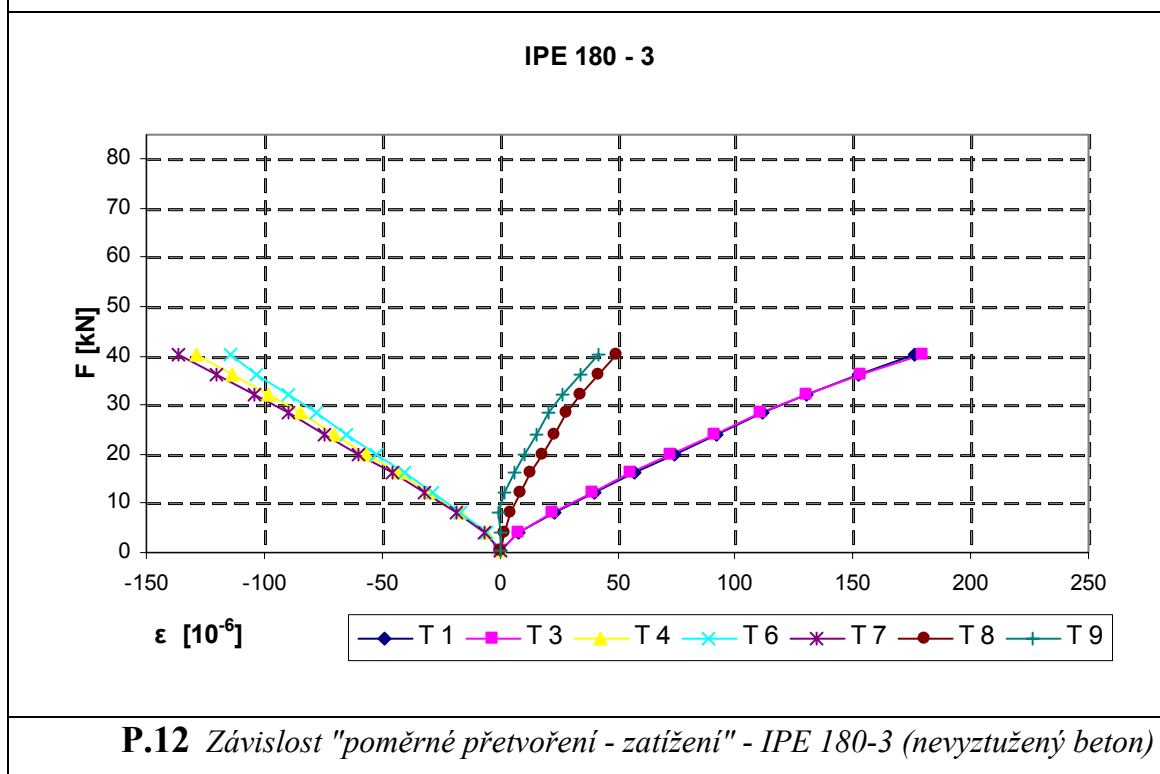
P.09 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-3 (vláknobeton)



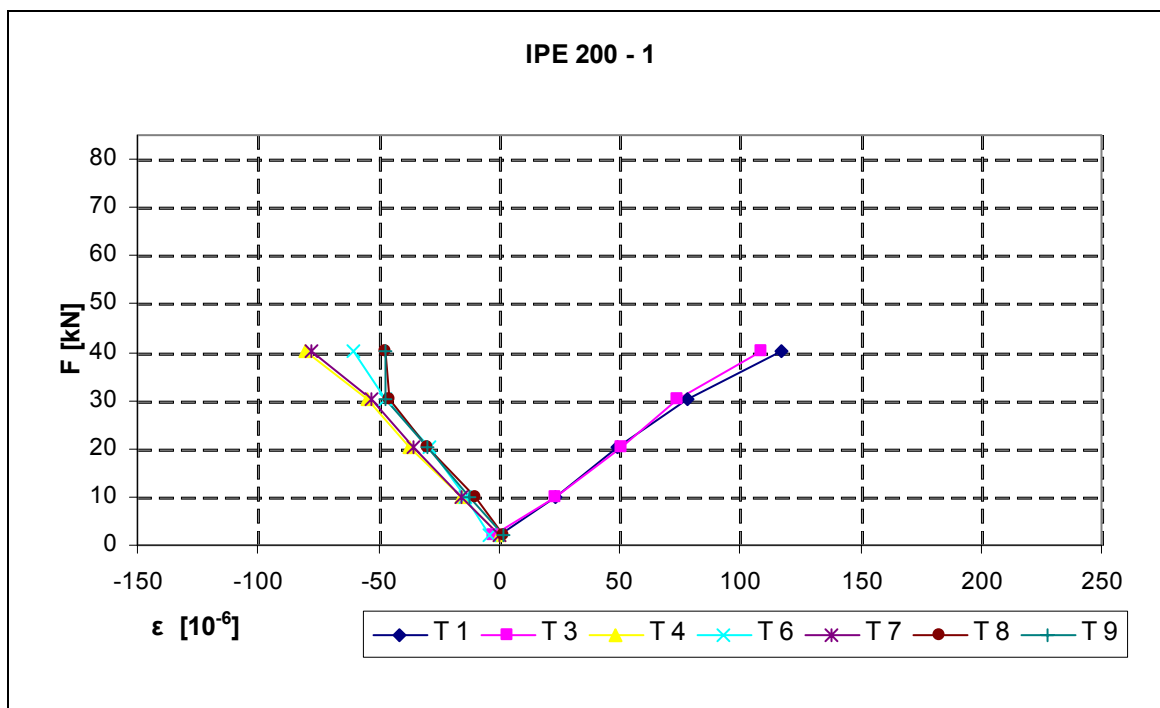
P.10 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-1 (nevztužený beton)



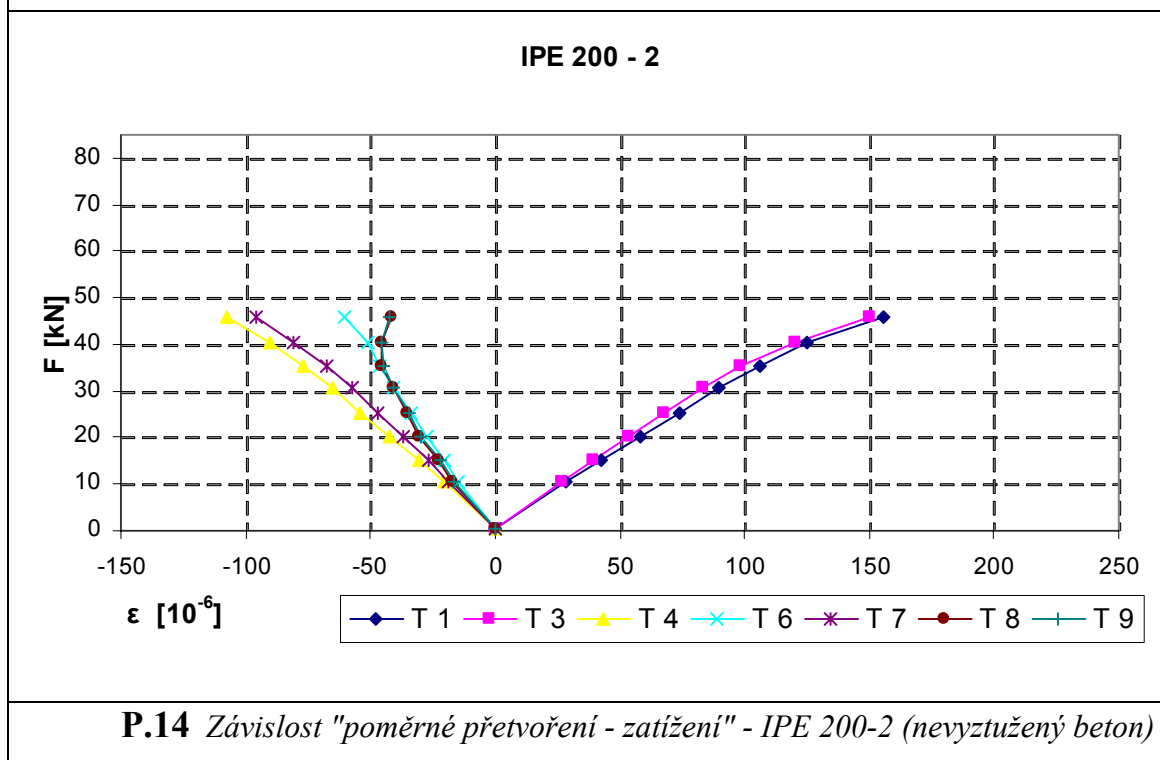
P.11 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-2 (nevyztužený beton)



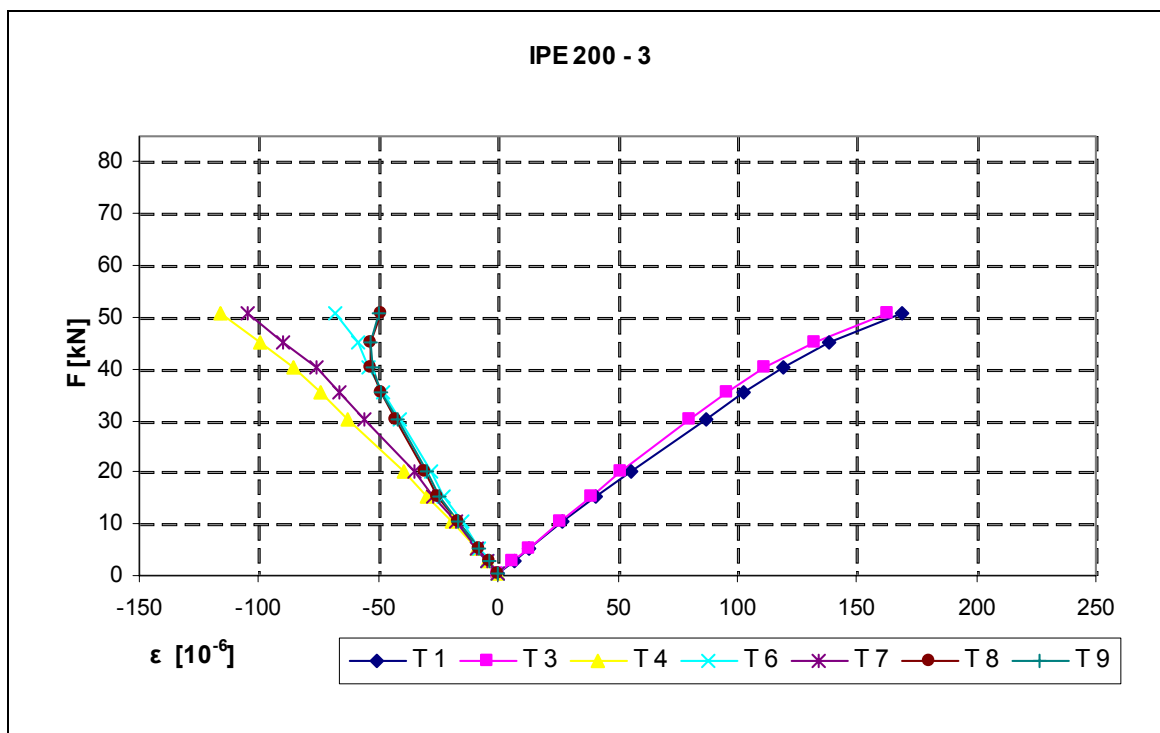
P.12 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-3 (nevyztužený beton)



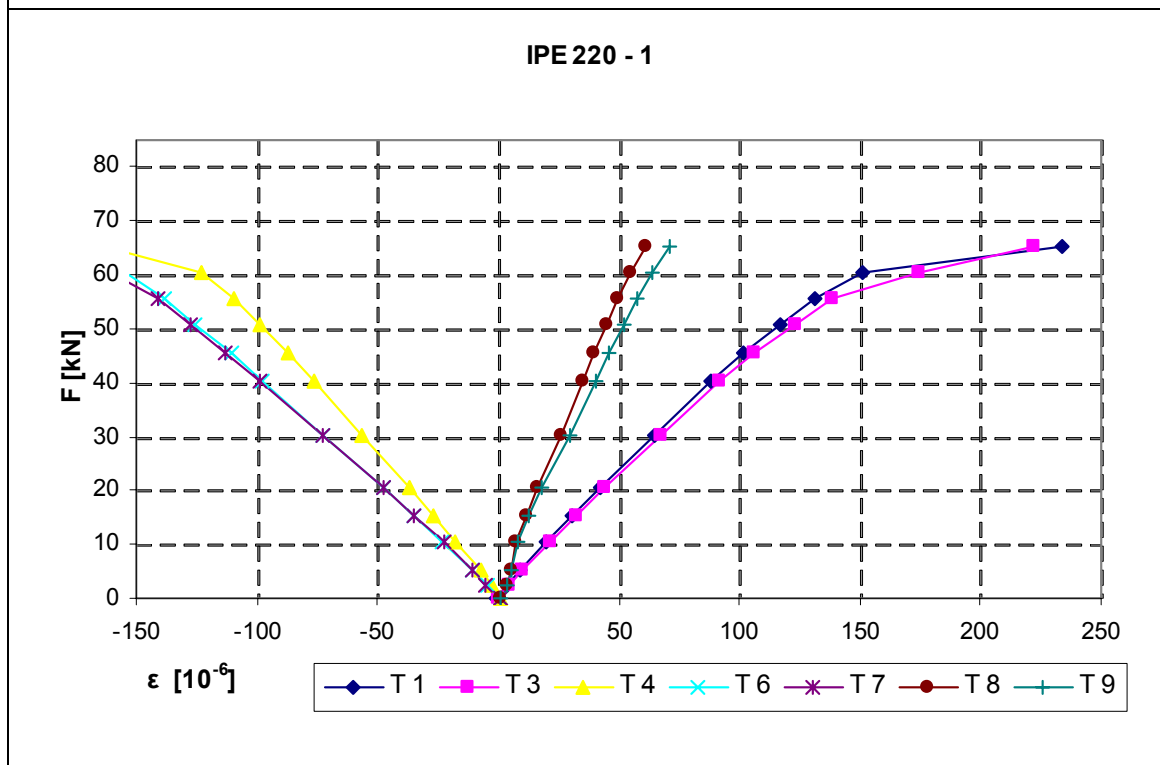
P.13 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-1 (nevyztužený beton)



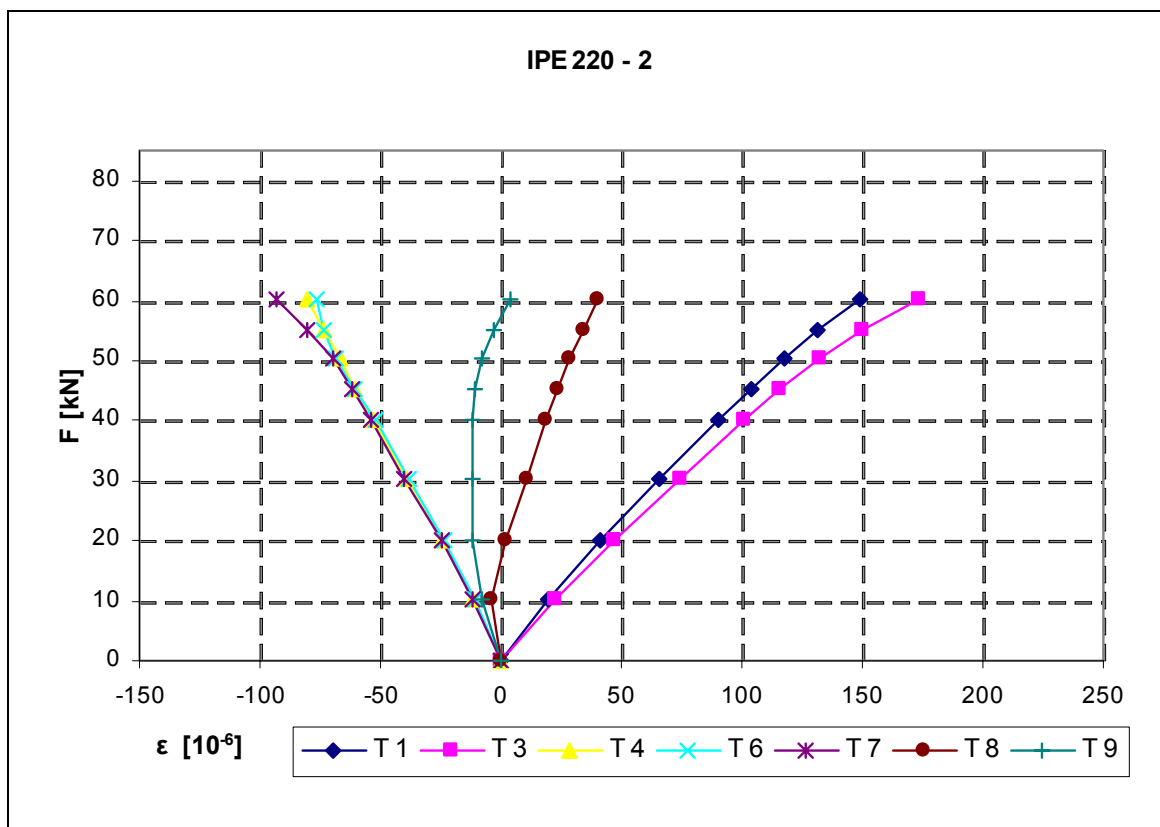
P.14 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-2 (nevyztužený beton)



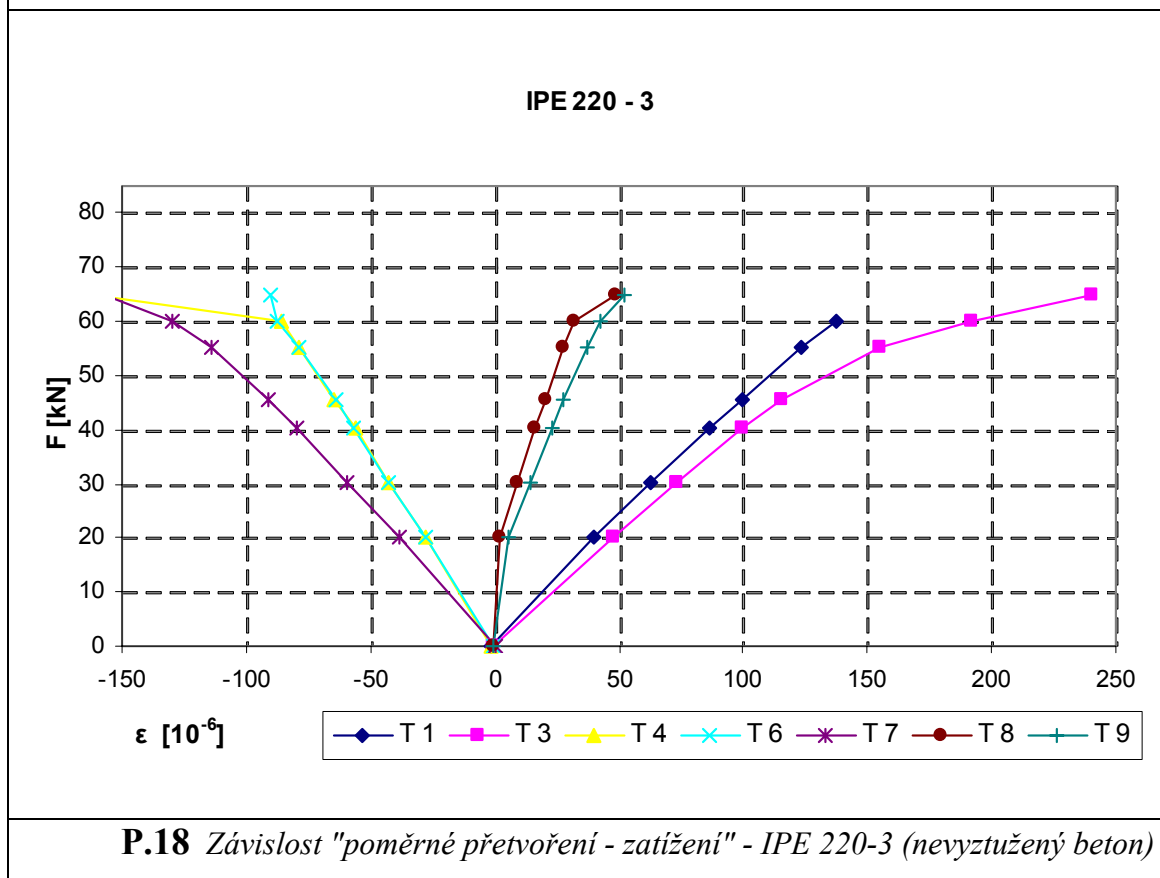
P.15 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-3 (nevyztužený beton)



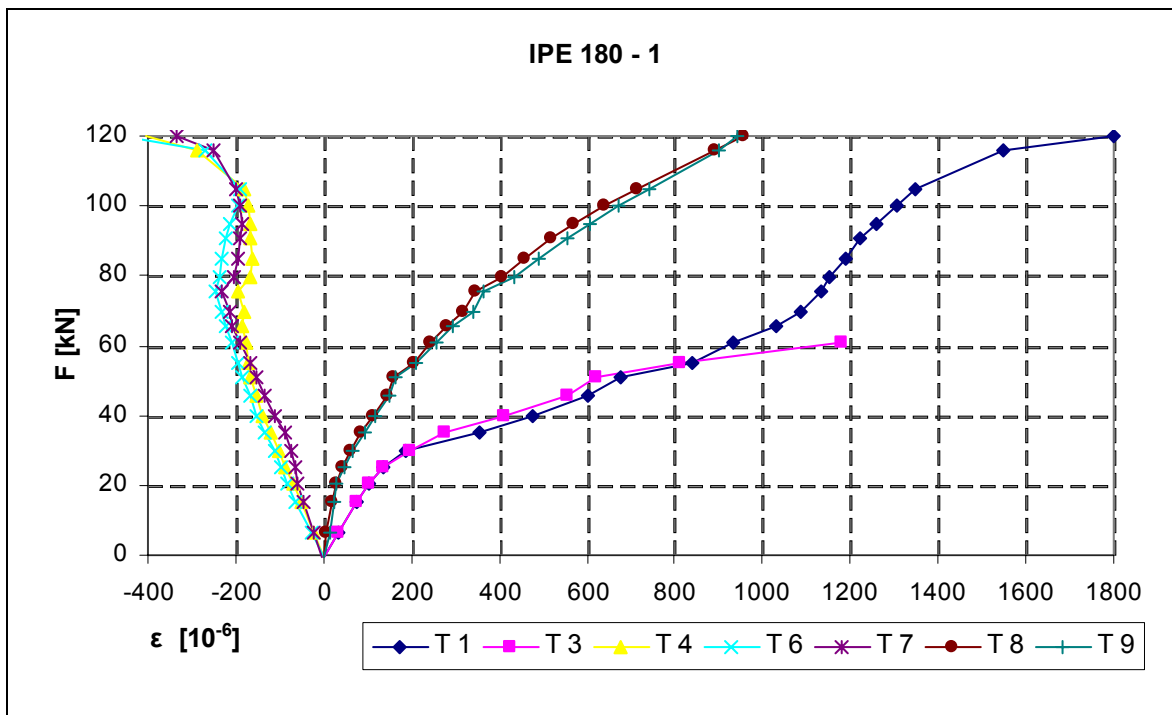
P.16 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-1 (nevyztužený beton)



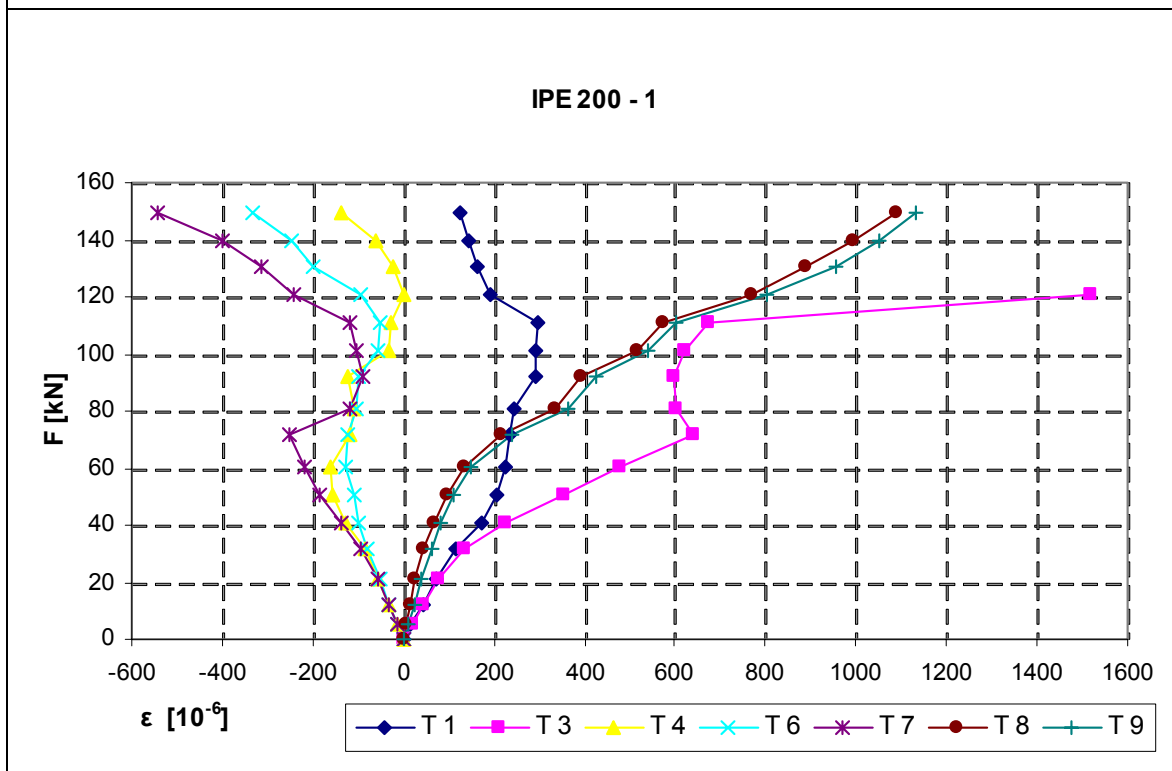
P.17 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-2 (nevyztužený beton)



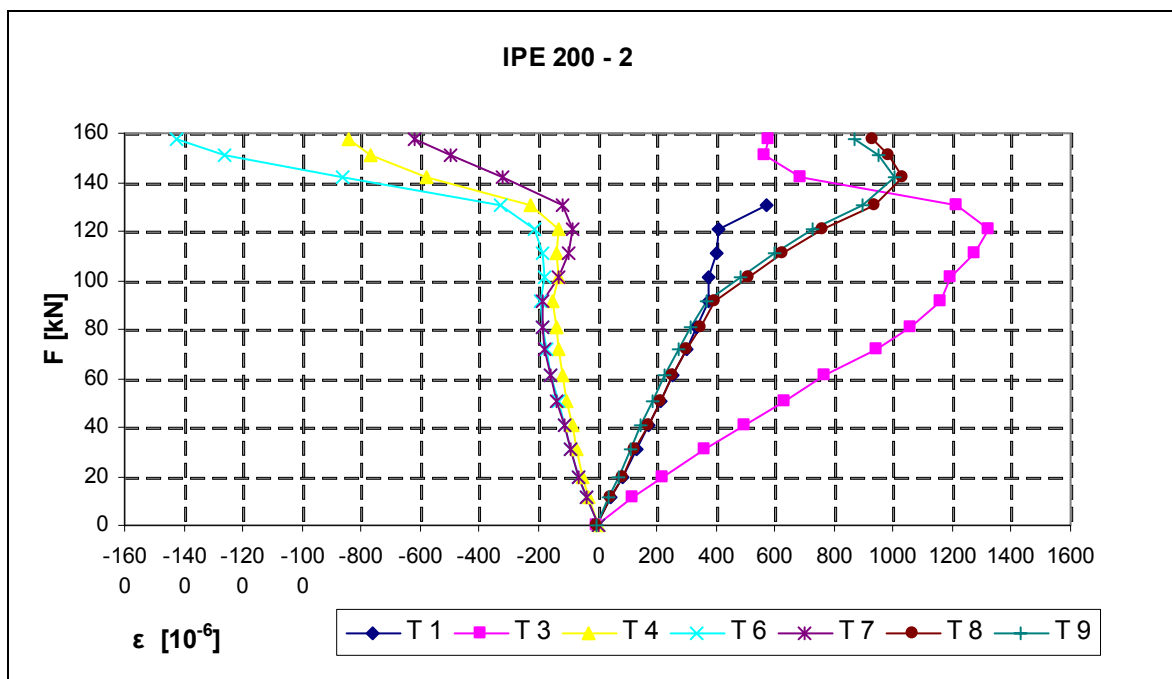
P.18 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-3 (nevyztužený beton)



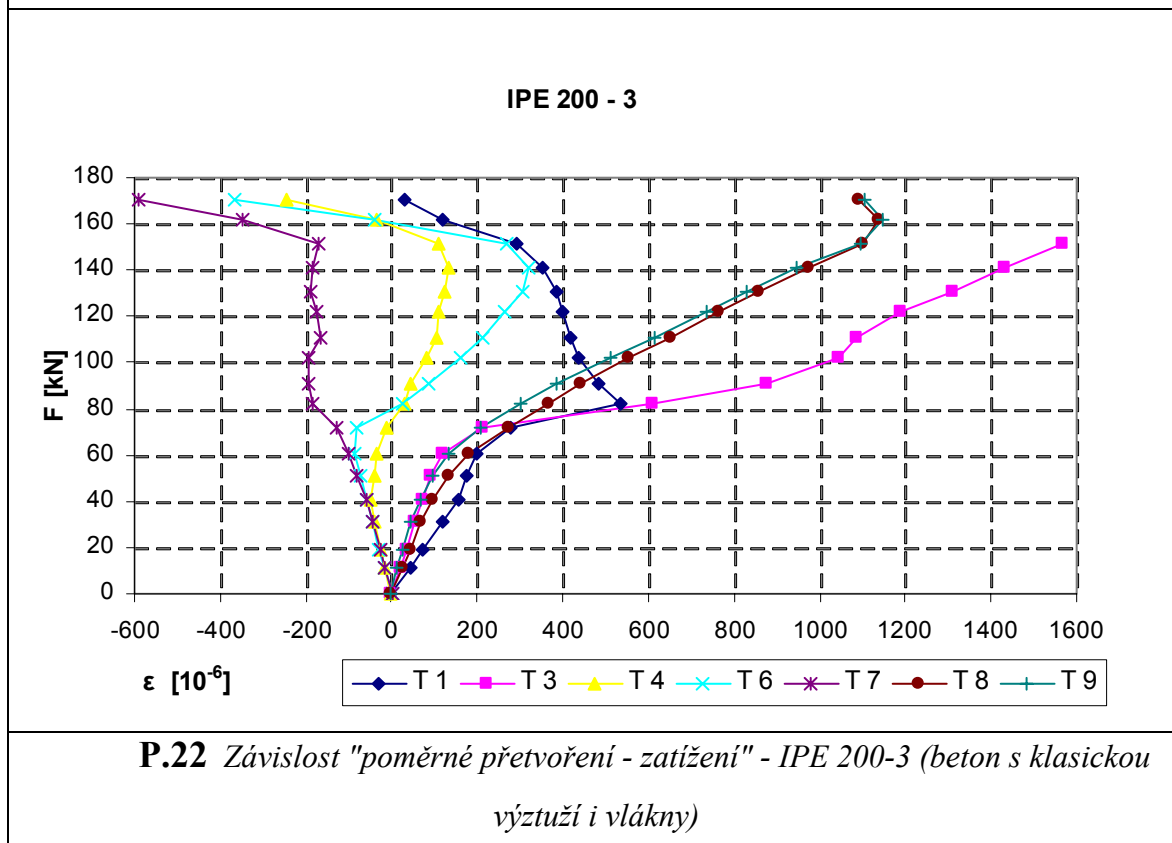
P.19 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 180-1 (beton s klasickou výztuží i vlákny)



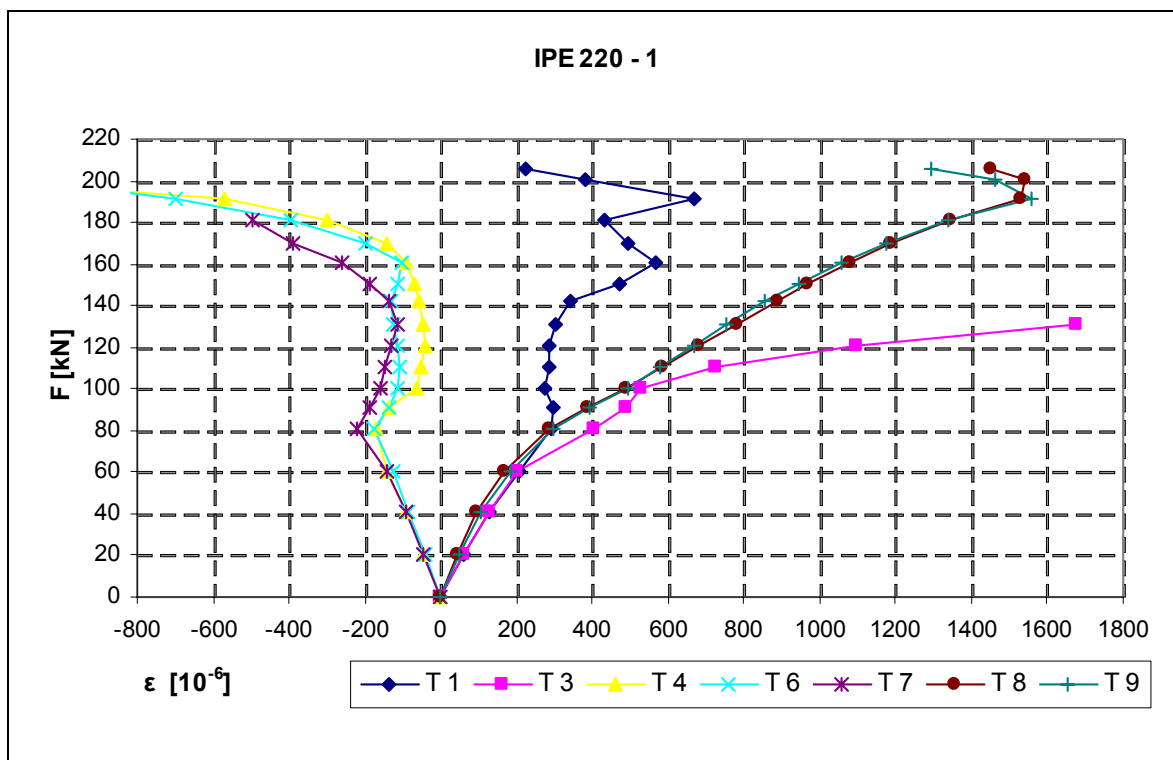
P.20 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-1 (beton s klasickou výztuží i vlákny)



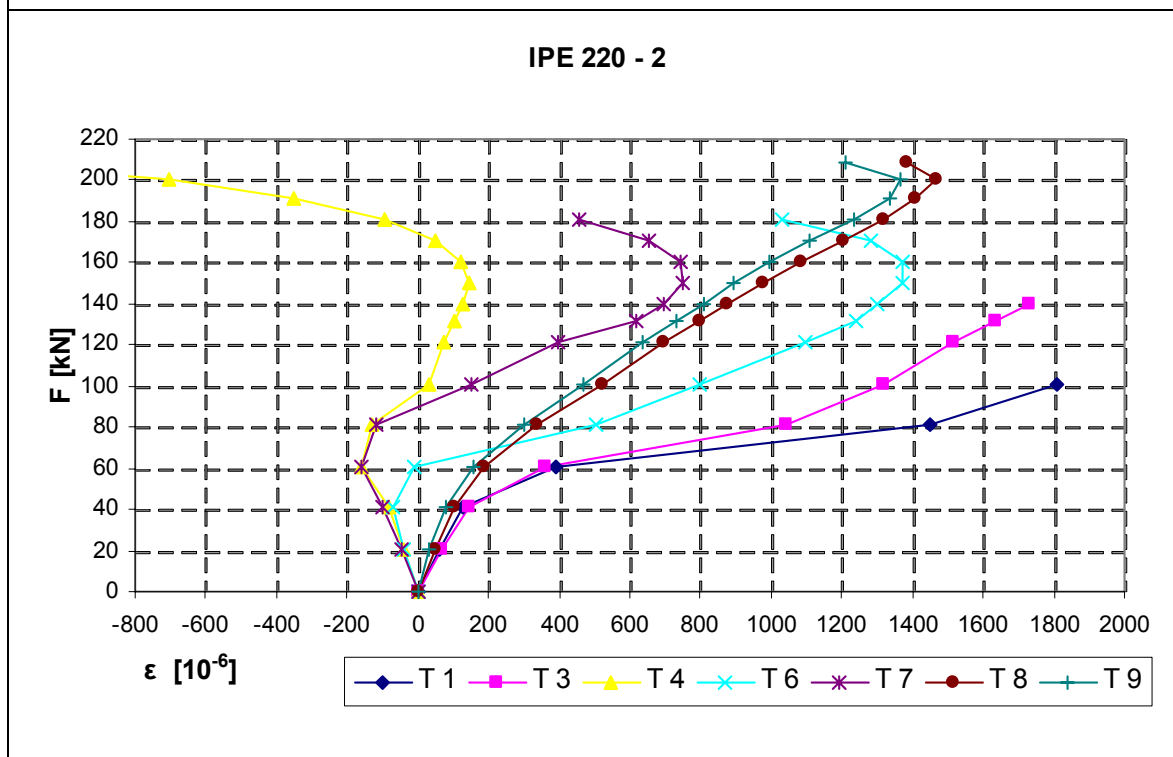
P.21 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-2 (beton s klasickou výztuží i vlákny)



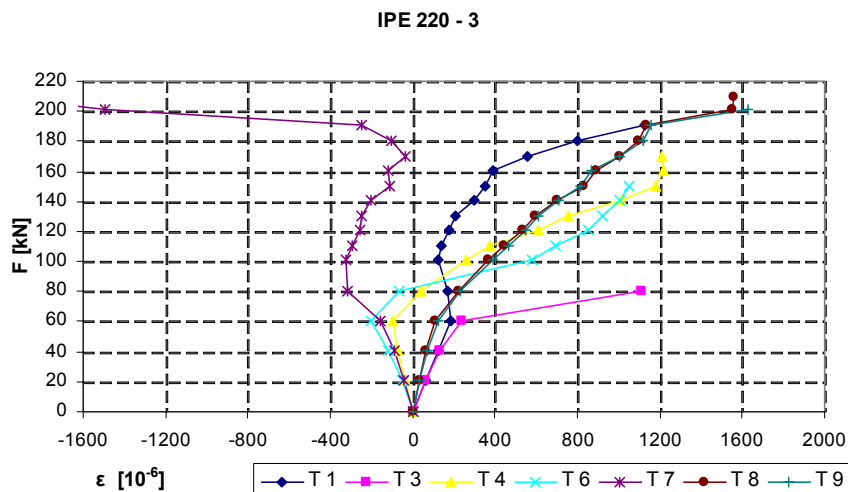
P.22 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 200-3 (beton s klasickou výztuží i vlákny)



P.23 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-1 (beton s klasickou výztuží i vlákny)



P.24 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-2 (beton s klasickou výztuží i vlákny)



P.25 Závislost "poměrné přetvoření - zatížení" - IPE 220-3 (beton s klasickou výztuží i vlákny)

vzorek	rozpětí [cm]	M [Nm]	σ [MPa]	W [mm ³]
T5-1a	26	24,4	24,1	1014,4
T5-1b	26	28,8	22,4	1286,5
T5-4a	26	11,6	7,1	1620,3
T5-4b	26	43,4	28,1	1541,3
T4-1a	26	34,0	25,2	1347,9
T4-2a	26	28,3	16,2	1745,0
T4-3a	26	41,4	25,5	1623,2
T4-4a	26	22,4	12,7	1772,9
T4-5a	26	44,6	24,6	1810,7
T4-6a	26	38,3	21,2	1808,9
T3-1a	26	54,2	19,5	2782,4
T3-2a	26	63,8	24,4	2616,0
T3-3a	26	70,1	23,5	2978,3
T3-4a	26	89,2	28,4	3143,5
T3-5a	26	66,8	20,5	3266,4
T3-6a	26	51,0	23,5	2165,1
T2-1a	26	28,8	10,9	2640,3
T2-2a	26	35,1	20,6	1700,5
T2-3a	26	32,0	23,1	1384,4
T2-4a	26	22,4	16,3	1373,5
T2-5a	26	25,7	18,4	1397,6
T2-6a	26	16,1	13,5	1195,2
T1-1a	26	22,4	22,5	996,0
T1-2a	26	18,7	16,9	1108,7
T1-3a	26	15,0	21,4	699,7
T1-4a	26	22,4	24,1	931,6
T1-5a	26	11,1	15,0	736,3
T1-6a	26	20,7	26,7	774,7

Tab. P.1 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu s rozptýlenými vlákny, rozpětí 26 cm

vzorek	rozpětí [cm]	M [Nm]	σ [MPa]	W [mm ³]
T5-2a	20	44,1	26,0	1697,3
T5-2b	20	26,9	17,5	1535,2
T5-3a	20	31,7	27,9	1139,4
T5-3b	20	24,5	17,1	1437,5
T4-1b	20	36,7	23,1	1587,0
T4-2b	20	29,5	19,0	1550,6
T4-3b	20	46,5	29,4	1582,9
T4-4b	20	22,1	13,7	1619,8
T4-5b	20	51,4	28,0	1836,3
T4-6b	20	53,9	25,2	2137,6
T3-1b	20	56,3	19,2	2923,4
T3-2b	20	71,1	28,5	2494,9
T3-3b	20	46,5	15,9	2923,4
T3-4b	20	71,1	20,3	3495,7
T3-5b	20	61,3	19,4	3162,9
T3-6b	20	61,3	22,5	2727,0
T2-1b	20	41,7	22,4	1864,9
T2-2b	20	36,7	20,7	1769,2
T2-3b	20	29,5	19,6	1506,6
T2-4b	20	34,3	20,1	1703,8
T2-5b	20	39,2	22,6	1734,9
T2-6b	20	31,8	21,2	1500,6
T1-1b	20	27,0	24,1	1117,5
T1-2b	20	22,1	23,9	927,4
T1-3b	20	12,4	15,5	798,7
T1-4b	20	27,0	24,0	1124,8
T1-5b	20	22,1	11,6	1907,7
T1-6b	20	24,6	27,0	913,2
T5-5a	20	56,3	25,2	2231,8
T5-5b	20	19,8	9,5	2082,1
T5-6a	20	44,2	25,2	1751,5
T5-6b	20	24,6	13,8	1786,3

Tab. P.2 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu s rozptýlenými vlákny, rozpětí 20 cm

vzorek	rozpětí [cm]	M [Nm]	σ [MPa]	W [mm ³]
T5-2a-1	14	30,855	18,2	1697,3
T5-2b-1	14	20,549	14,0	1471,1
T5-3a-1	14	42,796	30,3	1412,9
T5-3b-1	14	27,365	21,8	1253,2
T5-5b-1	14	25,692	10,1	2547,0
T5-5b-1	14	32,579	15,2	2142,7
T5-6a-1	14	46,296	28,1	1646,7
T5-6b-1	14	32,579	19,0	1717,6
T4-1b-1	14	29,182	19,2	1521,8
T4-2b-1	14	29,182	19,0	1537,0
T4-3b-1	14	42,796	28,7	1488,8
T4-4b-1	14	22,301	13,9	1606,4
T4-5b-1	14	29,182	15,5	1882,5
T4-6b-1	14	29,182	17,7	1646,7
T1-1b-1	14	22,301	21,4	1041,1
T1-2b-1	14	15,486	18,8	824,6
T1-3b-1	14	25,692	27,3	942,0
T1-4b-1	14	32,579	21,3	1532,8
T1-5b-1	14	12,082	23,6	512,1
T1-6b-1	14	29,182	52,3	558,1

Tab. P.3 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu s rozptýlenými vlákny, rozpětí 14 cm

vzorek	rozpětí [cm]	M [Nm]	σ [MPa]	W [mm ³]
P-51	22	30,3	17,6	1717,7
P-52	22	33,1	22,2	1485,9
P-53	22	35,7	18,0	1982,0
P-54	22	27,7	22,1	1255,2
P-55	22	27,7	21,4	1296,7
P-56	22	38,4	22,4	1714,3
P-57	22	35,7	23,0	1553,7
P-58	22	25,0	15,6	1606,0
P-59	22	43,8	28,6	1527,9
P-60	22	22,4	19,3	1159,0
P-61	22	35,7	23,9	1494,7
P-62	22	22,4	15,9	1411,7
P-63	22	46,5	23,3	1992,1
P-64	22	30,3	24,2	1250,3
P-65	22	27,7	20,5	1352,1
P-66	22	51,8	26,6	1948,4
P-67	22	33,1	22,2	1489,8
P-68	22	33,1	30,6	1079,0
P-69	22	49,3	21,1	2338,0
P-70	22	33,1	22,7	1457,8

Tab. P.4 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu se sítí z vláken, rozpětí 22 cm

vzorek	rozpětí [cm]	M [Nm]	σ [MPa]	W [mm ³]
P-29	30	66,4	24,7	2691,4
P-30	30	47,9	19,9	2413,2
P-31	30	43,2	18,6	2323,9
P-32	30	38,7	23,2	1670,0
P-33	30	47,9	23,9	2008,0
P-34	30	52,4	19,5	2680,8
P-35	30	61,7	23,7	2598,0
P-36	30	75,6	24,1	3141,3
P-37	30	75,6	26,9	2813,1
P-38	30	57,1	20,1	2846,4
P-39	30	57,1	23,2	2461,1
P-40	30	61,7	28,8	2141,9
P-41	30	52,4	24,7	2123,6
P-42	30	57,1	25,4	2250,3
P-43	30	75,6	26,5	2857,8
P-44	30	85,1	28,9	2946,4
P-45	30	52,4	27,1	1931,3
P-46	30	66,4	30,9	2148,9
P-47	30	52,4	17,8	2946,4
P-48	30	61,7	34,7	1776,6
P-49	30	43,2	27,5	1569,1
P-50	30	52,4	24,3	2154,7

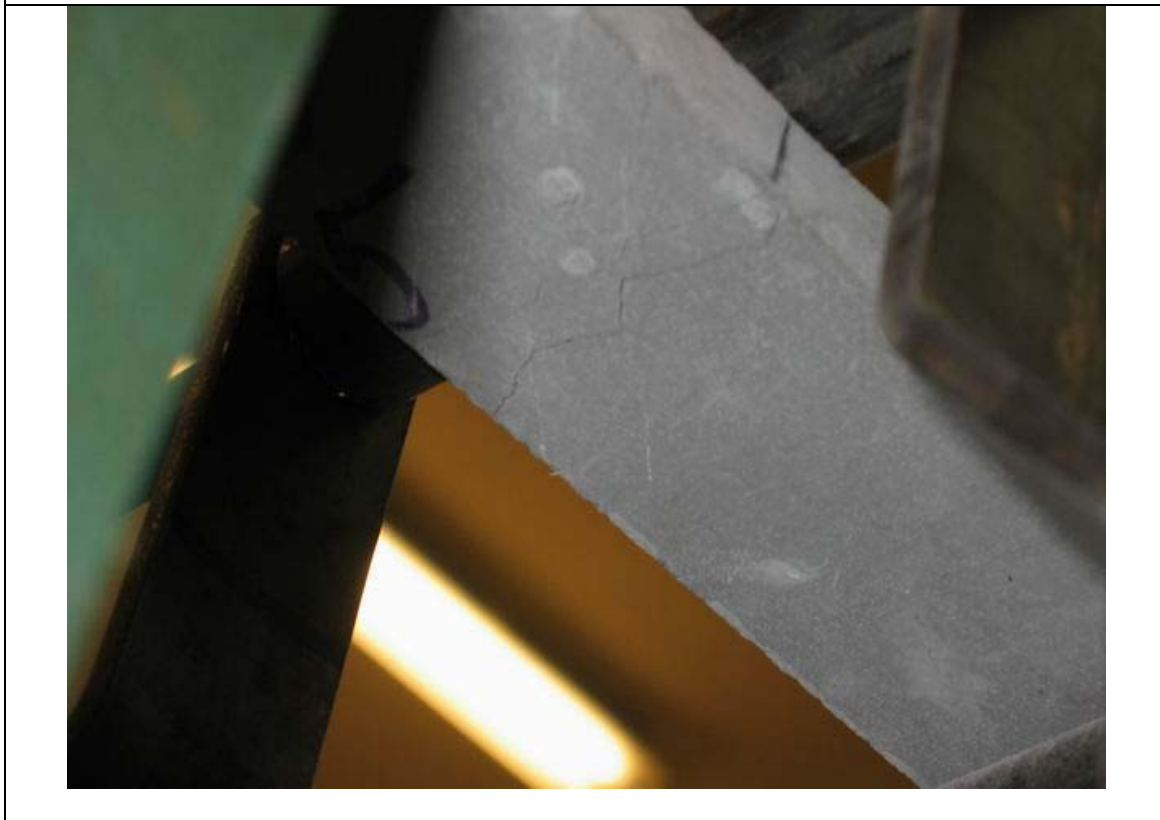
Tab. P.5 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu se sítí z vláken, rozpětí 30 cm

vzorek	rozpětí [cm]	M [Nm]	σ [MPa]	W [mm ³]
P-3	38	26,6	21,9	1214,4
P-4	38	17,3	12,4	1389,5
P-5	38	32,3	16,6	1940,7
P-6	38	43,2	19,6	2204,5
P-7	38	41,5	17,4	2380,1
P-8	38	30,4	13,7	2222,9
P-9	38	41,5	19,6	2119,4
P-10	38	35,8	23,1	1550,6
P-11	38	32,3	14,8	2178,3
P-12	38	24,7	13,3	1857,5
P-13	38	47,0	18,0	2602,0
P-14	38	61,7	19,7	3128,9
P-15	38	30,4	11,9	2563,4
P-16	38	43,2	22,2	1940,7
P-17	38	47,0	18,6	2524,0
P-18	38	33,9	19,4	1745,3
P-19	38	41,5	19,1	2177,4
P-20	38	32,3	22,1	1463,6
P-21	38	41,5	22,2	1868,6
P-22	38	57,1	18,5	3094,8
P-23	38	35,8	18,7	1915,3
P-24	38	52,4	18,5	2824,2
P-25	38	52,4	21,7	2408,6
P-26	38	70,9	22,2	3191,0
P-27	38	43,2	17,9	2408,6
P-28	38	70,9	21,3	3319,9

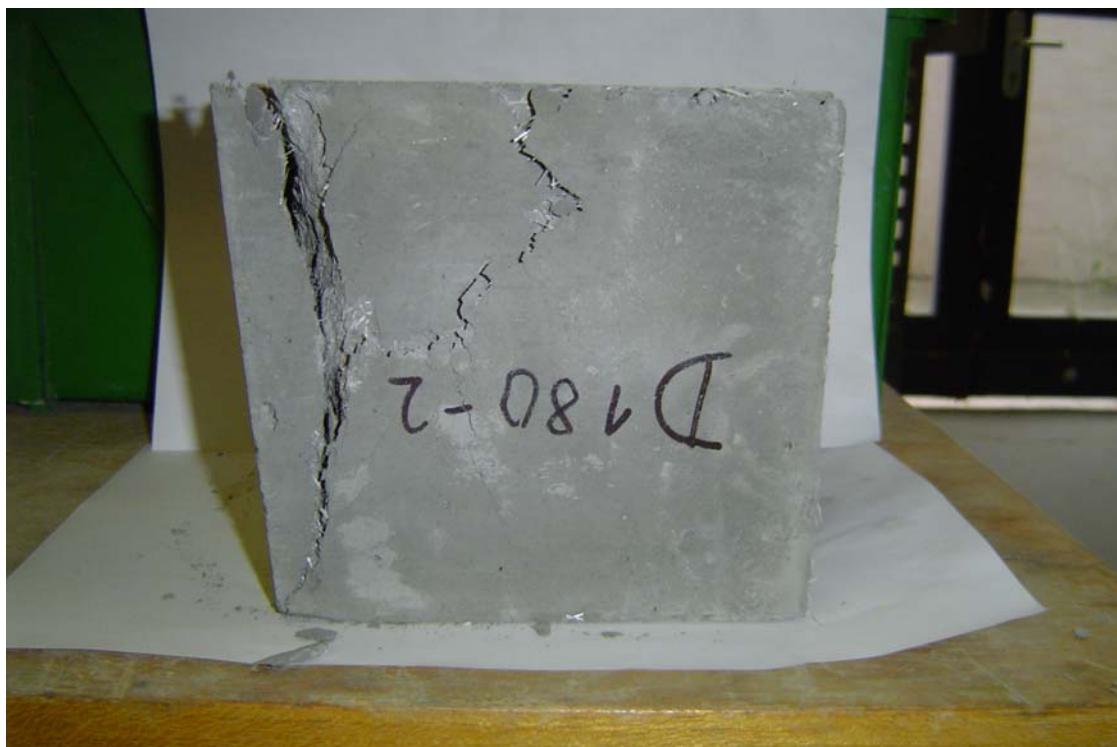
Tab. P.6 Parametry pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu - vzorky sklovláknobetonu se sítí z vláken, rozpětí 38 cm



P.26 *Zatěžovací sestava elementárních vzorků*



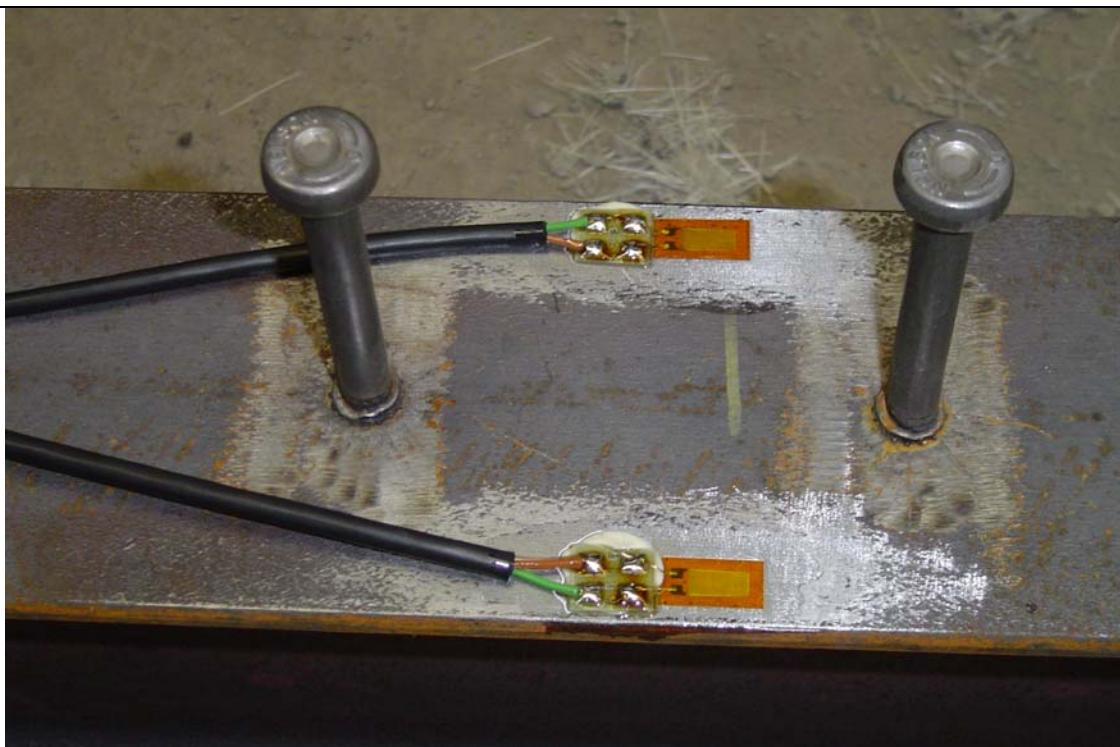
P.27 *Porušení elementárního vzorku*



P.28 Rozdrcený zkušební vzorek pro získání krychelné pevnosti



P.29 Příprava tenzometru na betonové desce



P.30 Příprava tenzometru na IPE nosníku



P.31 Příprava tenzometru na IPE nosníku-finální úprava



P.32 *Magistrální trhlina zkušebního tělesa s rozptýlenou výztuží*



P.33 *Připravená zkušební tělesa*

Parametry vláknobetonu - první serie vzorků spřažených panelů 4 x 1 m

1. Krychelná pevnost v tlaku

vz. č.1	148x149x150 mm	6,952 kg	Fmax = 1930 kN	86,9 MPa
vz. č.2	148x149x150 mm	6,940 kg	Fmax = 1875 kN	84,5 MPa
vz. č.3	149x148x150 mm	6,968 kg	Fmax = 1895 kN	85,9 MPa

2. Pevnost v prostém tahu (hranoly)

vz. č. 1	100x99,5x400 mm	Fmax = 38,0 kN	3,82 MPa
vz. č. 2	100x98,5x400 mm	Fmax = 42,5 kN	4,31 MPa
vz. č. 3	100x99 x400 mm	Fmax = 39,1 kN	3,94 MPa

3. Moduly pružnosti

Hranol osazen oboustranně odporovými tenzometry LY 41 100/120 HBM, ze záznamů deformací a síly určeny předběžné hodnoty modulů pružnosti:

E tlak = 24,4 GPa

E tah = 19,7 GPa

Modul pružnosti v tahu ohybem-ČSN 736174

vzorky 100x100x400 mm - várka180-2

vzorek č.	F max [kN]	E [GPa]	σmax [MPa]
4	48,6	20,1	14,8
5	39,1	21,8	12,03
6	44,7	21,3	13,4
		21,07	13,4

P.34 *Vlastnosti sklovláknobetonu ze souboru těles - IPE nosníky se sklovláknobetonem*

Pevnosti a moduly sklovláknobetonových vzorků v tlaku

KRYCHLE	vyrobena	zkoušeno	a	b	c	m	F
			[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[kN]
	8.3.2011	10.10.2011	149,7	149,6	149,9	7099,2	1404
			148,7	148,5	149,4	6975,4	1410
			148,9	147,3	149,5	6957,7	1522

objem. hmot [kg/m ³]		pevnost [N/mm ²]	
jedn.	prům.	jedn.	prům.
2115	2117	62,7	65,3
2114		63,9	
2122		69,4	

HRANOLY	vyrobena	zkoušeno	a	b	c	m	F
			[mm]	[mm]	[mm]	[g]	[kN]
	8.3.2011	10.10.2011	99,4	99	400	8019	554,6
			99,5	98,2	400	8078	615,4

objem. hmot [kg/m ³]		pevnost [N/mm ²]		modul pružnosti [N/mm ²]	
jedn.	prům.	jedn.	prům.	jedn.	prům.
2037	2052	56,4	59,7	21200	20 950
2067		63,0		20700	

Zkoušky pevnosti hranolů sklovláknobetonu 100x100x400 mm vyrobených 8.3.2011, zkoušeno 12.10.2011

A. Pevnost v prostém tahu - na konce nalepeny úpinky, osazeno oboustranně tenzometry 100/120 LY41

vzorek T1	F _{max} =29,96 kN	E=19,05 GPa	σ _{max} =3,04 MPa
vzorek T2	F _{max} =27,70 kN	E=21,02 GPa	σ _{max} =2,82 MPa
vzorek T3	F _{max} =28,01 kN	E=20,21 GPa	σ _{max} =2,84 MPa
		Ø 20,09 GPa	Ø 2,90 MPa

B. Pevnost v tahu za ohybu, osazeno tenzometrem 50/120 LY 41

vzorek TO1	F _{max} =30,30 kN	E=19,02 GPa	σ _{max} =9,39 MPa
vzorek TO2	F _{max} =27,70 kN	E=18,85 GPa	σ _{max} =8,59 MPa
vzorek TO3	F _{max} =37,50 kN	E=19,38 GPa	σ _{max} =11,62 MPa
		Ø 19,08 GPa	Ø 9,87 MPa

P.35 *Vlastnosti sklovláknobetonu ze souboru těles - IPE nosníky se sklovláknobetonem s betonářskou výztuží*



PROTOKOL O ZKOUŠCE:

27.04.09

Podmínky zkoušky:

Úkol : FaST VUT JiH Veselý
 Zkoušel(a): Pospichal
 Norma : CSN EN 10002-1
 Materiál : I 200 příruba

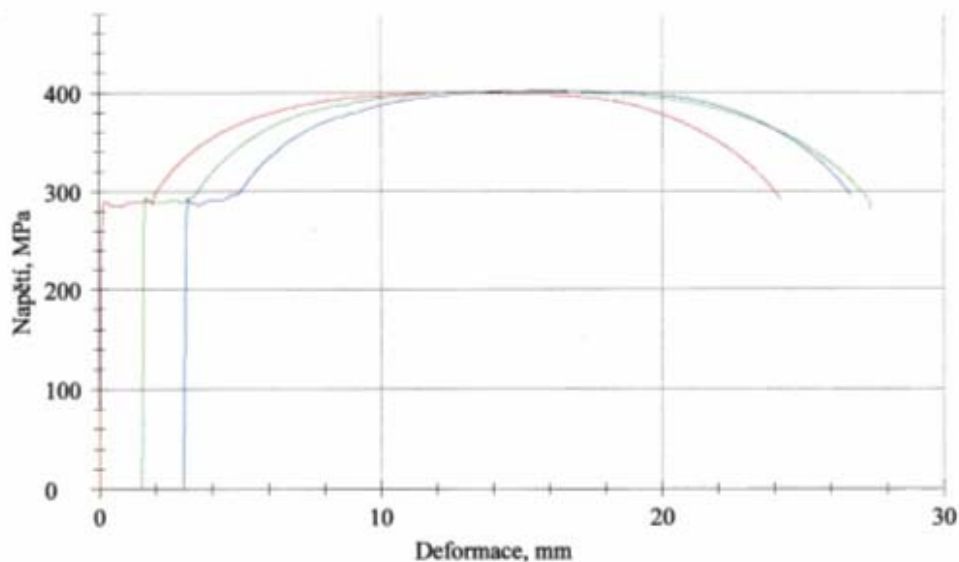
Výsledky:

Ozn.vz.	Lo mm	So mm ²	E-Modul GPa	ReH MPa	Rm MPa	Ag %	A %	Z %
41	60,0	210,8	221,1	290,0	400,0	21,1	40,3	66,3
42	60,0	210,8	222,2	293,6	401,7	21,3	43,1	68,3
43	60,0	210,8	221,3	291,6	401,8	21,5	39,5	64,6

Statistika:

Série n = 3	Lo mm	So mm ²	E-Modul GPa	ReH MPa	Rm MPa	Ag %	A %	Z %
x	60,0	210,8	221,5	291,7	401,1	21,3	41,0	66,4
s	0,0	0,0	0,6	1,8	1,0	0,2	1,9	1,9
v	0,00	0,00	0,25	0,61	0,25	0,78	4,57	2,81

Tahové diagramy:



P.36 Protokol k tahovým zkouškám oceli - 1



PROTOKOL O ZKOUŠCE:

27.04.09

Podmínky zkoušky:

Úkol : FaST VUT Jiří Veselý
 Zkoušel(a): Pospíchal
 Norma : CSN EN 10002-1
 Materiál : I 220 - stojina

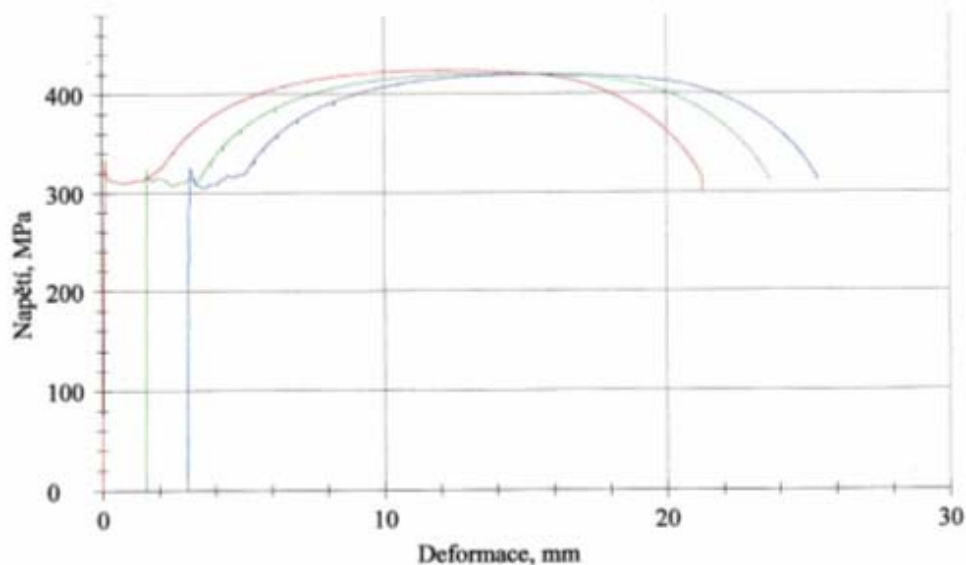
Výsledky:

Ozn.vz.	Lo mm	So mm ²	E-Modul GPa	ReH MPa	Rm MPa	Ag %	A %	Z %
57	60,0	128,0	202,7	333,5	423,6	20,0	35,4	67,7
58	60,0	128,0	206,8	324,4	420,0	20,5	36,9	65,8
59	60,0	128,0	201,7	324,6	419,6	20,5	37,2	67,0

Statistika:

Série n = 3	Lo mm	So mm ²	E-Modul GPa	ReH MPa	Rm MPa	Ag %	A %	Z %
\bar{x}	60,0	128,0	203,7	327,5	421,1	20,3	36,5	66,8
s	0,0	0,0	2,7	5,2	2,2	0,3	1,0	1,0
v	0,00	0,00	1,34	1,58	0,53	1,45	2,61	1,45

Tahové diagramy:



P.37 Protokol k tahovým zkouškám oceli - 2



PROTOKOL O ZKOUŠCE:

27.04.09

Podmínky zkoušky:

Úkol : FaST VUT Jiří Veselý
 Zkoušel(a): Pospíchal
 Norma : CSN EN 10002-1
 Materiál : I 220 - příruba

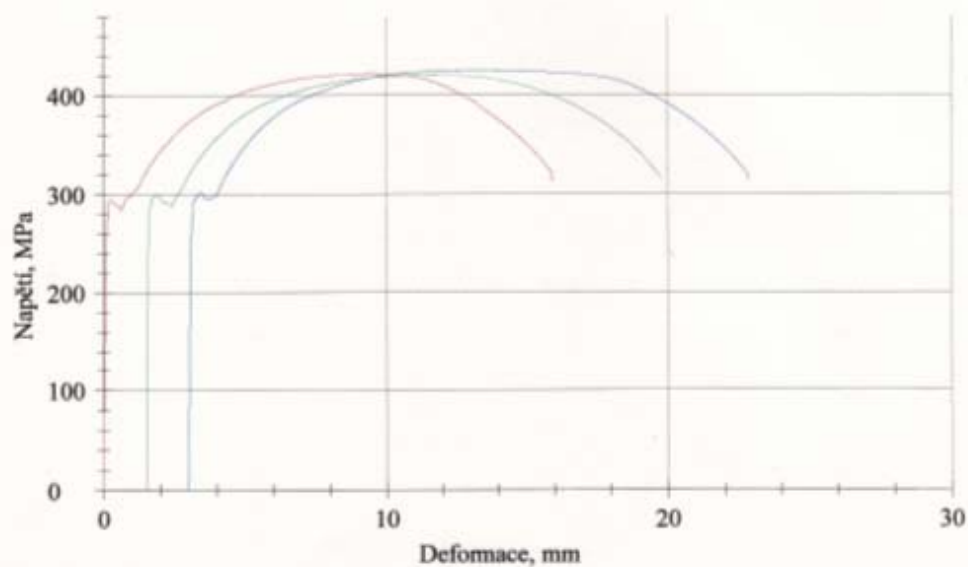
Výsledky:

Ozn.vz.	Lo mm	So mm ²	E-Modul GPa	ReH MPa	Rm MPa	Ag %	A %	Z %
51	60,0	226,6	206,2	294,1	421,9	16,0	26,5	66,6
52	60,0	226,6	211,7	298,8	420,7	16,8	30,4	63,6
53	60,0	226,6	212,9	301,2	425,6	16,9	33,1	63,8

Statistika:

Série n = 3	Lo mm	So mm ²	E-Modul GPa	ReH MPa	Rm MPa	Ag %	A %	Z %
x	60,0	226,6	210,3	298,0	422,7	16,6	30,0	64,7
s	0,0	0,0	3,6	3,6	2,6	0,5	3,3	1,7
v	0,00	0,00	1,71	1,22	0,61	2,96	11,00	2,57

Tahové diagramy:



P.38 Protokol k tahovým zkouškám oceli - 3



PROTOKOL O ZKOUŠCE:

27.04.09

Podmínky zkoušky:

Úkol : FaST VUT Jiří Veselý
 Zkoušel(a): Pospichal
 Norma : CSN EN 10002-1
 Materiál : I 200 - stojina

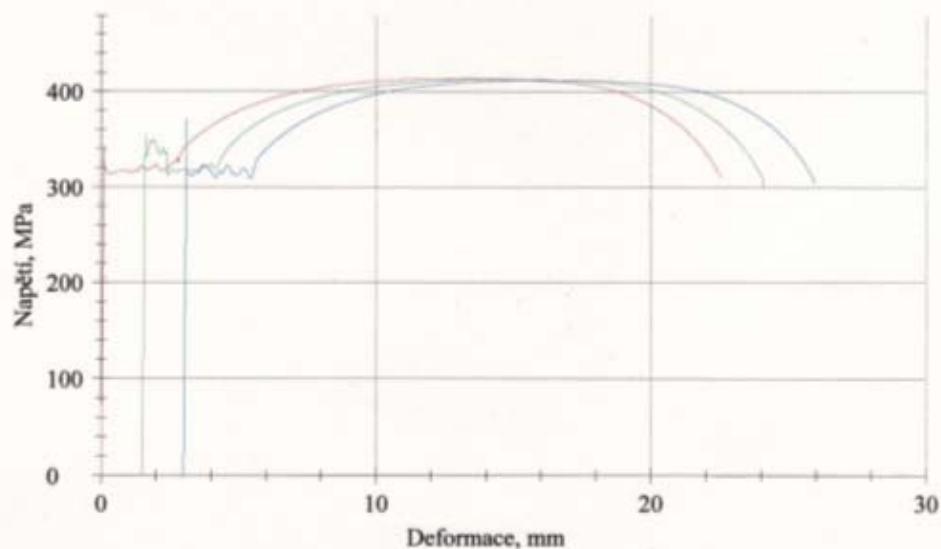
Výsledky:

Ozn.vz.	Lo mm	So mm ²	E-Modul GPa	ReH MPa	Rm MPa	Ag %	A %	Z %
47	60,0	110,9	208,9	343,3	413,6	21,6	37,6	65,4
48	60,0	110,9	204,2	354,5	412,9	22,0	37,6	67,1
49	60,0	110,9	206,6	371,5	412,1	21,5	38,3	64,8

Statistika:

Série n = 3	Lo mm	So mm ²	E-Modul GPa	ReH MPa	Rm MPa	Ag %	A %	Z %
\bar{x}	60,0	110,9	206,6	356,4	412,9	21,7	37,8	65,8
s	0,0	0,0	2,3	14,2	0,7	0,3	0,4	1,2
v	0,00	0,00	1,13	3,99	0,17	1,21	1,04	1,82

Tahové diagramy:



P.39 Protokol k tahovým zkouškám oceli - 4