



PD 17246



003116209

COBISS ©

Građevinski fakultet
Univerziteta u Beogradu

Snežana B. Marinković

GRANIČNA NOSIVOST PRI PROBIJANJU
MONTAŽNIH PRETHODNO NAPREGNUTIH
PLOČA U OBLASTI IVIČNIH STUBOVA

doktorska disertacija

Beograd, 2000. godine

Đorđu i Matiji

PA 17246

**GRAĐEVINSKI FAKULTET
UNIVERZITETA U BEOGRADU**

Snežana B. Marinković

**GRANIČNA NOSIVOST PRI PROBIJANJU
MONTAŽNIH PRETHODNO NAPREGNUTIH
PLOČA U OBLASTI IVIČNIH STUBOVA**

doktorska disertacija



Beograd, 2000. godine

Библиотека
"ФРЕД - П. МАРКОВИЋ" - БЕОГРАД
Sp. 116209



Mentor:

dr **Mirko Aćić**, dipl.građ.inž, redovni profesor Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu

Datum odbrane: _____

Naslov:

GRANIČNA NOSIVOST PRI PROBIJANJU MONTAŽNIH PRETHODNO NAPREGNUTIH PLOČA U OBLASTI IVIČNIH STUBOVA

Rezime:

U okviru ove disertacije izvršeno je eksperimentalno ispitivanje granične nosivosti pri probijanju veze između ivičnog stuba i montažne "liftovane" ploče, prethodno napregnute kablovima bez spoja sa betonom. Pored eksperimentalnog istraživanja, urađena je i nelinearna numerička analiza za jedan od ispitanih modela, primenom metode konačnih elemenata. Prikazan je pregled prethodnih eksperimentalnih i analitičkih istraživanja, izvršeno poređenje sopstvenih eksperimentalnih rezultata sa odredbama pojedinih propisa i rezultatima numeričke analize i dato je objašnjenje mehanizma loma ploča usled probijanja. Cilj istraživanja je praćenje ponašanja ploče u oblasti njenog spoja-veze sa ivičnim stubom u svim naponsko-deformacijskim stanjima koja su od interesa za teoriju i praksu, kao što su: faza eksploatacije (formiranje i razvoj prslina, deformacije, naponi u betonu, armaturi, čeličnoj "kragni", kablovima za prethodno naprezanje); faza loma (mehanizam loma usled probijanja, granična nosivost, povećanje napona u kablovima u stanju loma) i granična nosivost veze u funkciji veličine i krutosti čelične "kragne".

Eksperimentalno ispitivanje je izvršeno na tri modela koji predstavljaju izdvojeni deo ivičnog polja ploče-prototipa oko stuba. Modeli su izrađeni u prirodnoj veličini, sa pažljivo odabranim konturnim uslovima, tako da naponsko-deformacijska stanja u modelima odgovaraju naponsko-deformacijskim stanjima u višepanelnoj ploči-prototipu. Osnovna promenljiva bila je veličina i oblik čelične "kragne". Ostale karakteristike modela bile su približno iste (dimenzije 3.5x2.8x0.18m, kvalitet materijala, raspored i trasa kablova, nivo prethodnog naprezanja), osim količine prethodno nezategnute rebraste armature. Model S1 je imao minimalnu količinu ove armature, a modeli S2 i S3 znatno veću, da bi se obezbedio primarni lom usled probijanja. U toku ispitivanja praćeno je formiranje i razvoj prslina, ugibi modela, dilatacije čelika armature i čelika "kragne", dilatacije betona, dilatacije kablovskog čelika, na izabranim mestima i u izabranim koracima opterećenja.

Nelinearna numerička analiza sprovedena je za model S3 korišćenjem programskog paketa DIANA koji se zasniva na metodi konačnih elemenata. Ploča je modelirana "solid" elementima, a beton je opisan kao elasto-plastičan materijal sa Mohr-Coulomb-ovim uslovom tečenja. Korišćen je koncept "razmazanih" prslina i dva različita modela za

opisivanje ponašanja betona pri zatezanju: "krto" ponašanje i linearno "omekšanje". Kao materijalni model za čelik armature i "kragne" usvojen je takođe elasto-plastičan model sa Von-Mises-ovim uslovom tečenja. Uticaj kablova modeliran je samo kroz ekvivalentno opterećenje, dakle oni nisu element numeričkog modela.

Poređenje sopstvenih eksperimentalnih rezultata sa odredbama Evrokoda 2, Modela propisa CEB-FIP i američkih propisa ACI 318-89, pokazalo je da postoji velika neujednačenost između navedenih propisa kada su u pitanju stvarni koeficijenti sigurnosti od loma ploča usled probijanja. Pri tome, Evrokod 2 daje najveće stvarne koeficijente sigurnosti. Ovi eksperimenti takođe pokazuju da je precenjen uticaj veličine oslonca na graničnu nosivost na probijanje ploča, prema svim navedenim propisima. Nelinearna numerička analiza modela S3 dala je rezultate koji se sa merenim podacima slažu na sasvim zadovoljavajući način (najveće odstupanje merenog od računskog opterećenja loma iznosi 11%), a od tri različita numerička modela najbolji rezultati su dobijeni sa modelom u kome je usvojeno "krto" ponašanje betona pri zatezanju u celoj ploči.

Korišćenjem rezultata sopstvenih eksperimentalnih ispitivanja i rezultata sprovedene nelinearne numeričke analize, objašnjen je mehanizam loma usled probijanja i pokazano da do loma dolazi u uslovima izraženog troosnog stanja napona, te da se kriterijum loma mora definisati za troosno stanje napona. Zbog praktične neupotrebljivosti komplikovanih mehaničkih modela za opisivanje loma ploča usled probijanja, predlaže se primena metode kritičnog preseka u svakodnevnoj inženjerskoj praksi. Ukazano je, takođe, na potrebu daljih eksperimentalnih istraživanja "liftovanih" ploča, naročito kada je u pitanju uticaj oblika i krutosti "kragne" i uticaj momenta savijanja (slučaj kada se veza naknadno monolitizuje), kako bi se metoda kritičnog preseka kvalitetno primenjivala i na ovu klasu ploča direktno oslonjenih na stubove.

Ključne reči: "liftovana" ploča, ivični stub, čelična "kragna", granična nosivost na probijanje, prethodno naprezanje, kablovi bez spoja sa betonom, eksperimentalno ispitivanje, nelinearna numerička analiza, metoda konačnih elemenata, mehanizam loma usled probijanja, troosno stanje napona.

Title:

**PUNCHING SHEAR STRENGTH OF POST-TENSIONED LIFT
SLABS AT EDGE COLUMNS**

Summary:

This thesis deals with experimental and numerical investigation of the punching shear capacity of unbonded post-tensioned lift flat slabs at edge columns. The subject of the research is experimental and numerical investigation of behaviour and strength of prestressed lift slab-edge column connections with unbonded tendons. The purpose of the research is to follow the behaviour of the connection for service loads (crack patterns, deflection profiles, stresses in tendons, reinforcement and concrete) and in the stage of failure, ultimate resistance, failure mechanism, stress increase in unbonded tendons.

Three isolated edge column-flat slab connections were loaded to failure. The models represented a part of the edge panel in the vicinity of the column at full scale. The boundary conditions were controlled in order to accurately simulate the behaviour of a prototype multipanel structure. The specimens, which dimensions were 3.5x2.8x0.18 m, had banded tendon layout and the reinforcing bars normally used in these cases. The primary variable was the size of the steel lifting collar in the specimens. Measurements of strain were made along the reinforcement and concrete immediately adjacent to the column. The failure loads, deflections of the specimens and variations in unbonded tendon's strain were also measured.

The experimental investigation of model S3 was simulated by use of the Finite Element program system DIANA. Slab S3 was modelled by solid elements and an embedded formulation was used for reinforcement. A non-associated Mohr-Coulomb plasticity based formulation was applied for concrete in compression and a smeared crack approach for the tensile regime. Two different tension softening relations were used, brittle cracking behaviour and linear tension softening.

Comparisons between experimental results and the provisions of Eurocode 2, ACI 318-89 and CEB-FIP Model Code 1990 were made. Experimental results showed that the provisions of these Codes were conservative concerning the punching shear strength of unbonded post-tensioned lift slabs at edge columns. Also, comparisons with the results of nonlinear numerical analysis were made. The numerical results mapped the experimental results fairly well. For example, the deviation for the ultimate capacity did not exceed 11

%. This study suggests that FE-analysis can be used beneficially in design of punching shear of reinforced and prestressed concrete structures.

On the basis of numerical and experimental results, the attempt was made to explain the failure mechanism of the slab-edge column connections. It was concluded that the key to the understanding of the mechanics of punching failure is a proper modelling of the triaxial conditions that govern the behaviour of such structures. Under working-stress conditions, vertical stresses are negligible in comparison with the predominantly horizontal stresses in the plane of slab; prior to collapse, although still relatively small, the vertical tensile stresses associated with the sudden volumetric expansion of concrete govern the mode of failure.

This stage of research indicates the need for more experimental work, with different collar stiffness and different rates of moment transfer between the lift slab and edge column, before general design procedures can be established.

Keywords: lift slab, edge column, steel lifting collar, punching shear strength, prestressing, unbonded tendons, experimental research, nonlinear analysis, Finite Element program, mechanics of punching failure, triaxial conditions.

SADRŽAJ*Zahvalnost*

1 UVOD	1
1.1 Predmet i cilj istraživanja	2
2 PREGLED PRETHODNIH ISTRAŽIVANJA	3
2.1 Uvod	3
2.2 Eksperimentalna istraživanja	3
2.2.1 Prethodno napregnute ploče	3
2.2.2 Armiranobetonske ploče	17
2.3 Analitički istraživanja	22
2.3.1 Analitičke metode zasnovane na pretpostavci o linearnoj promeni smičućih napona u kritičnom preseku ploče	22
2.3.2 Analitičke metode zasnovane na teoriji elastičnosti ploča	33
2.3.3 Gredne analogije	34
2.3.4 Lokalni mehanički modeli veze ploče i stuba	40
2.3.5 Analitičke metode zasnovane na teoriji plastičnosti	58
3 PROGRAM SOPSTVENIH EKSPERIMENTALNIH ISTRAŽIVANJA	60
3.1 Predmet i cilj ispitivanja	60
3.2 Opis modela	60
3.3 Materijali	65
3.4 Izrada modela	66
3.5 Ram za nanošenje opterećenja	68
3.6 Merenja i merni instrumenti	71
3.7 Procedura nanošenja opterećenja i merenja	75
4 REZULTATI EKSPERIMENTALNIH ISTRAŽIVANJA	80
4.1 Dijagrami sila-pomeranje i razvoj prslina	80
4.2 Dijagrami ugiba	94
4.3 Dilatacije u betonu	96
4.4 Dilatacije u armaturi	105
4.5 Dilatacije u čeličnoj kragi	115
4.6 Naponi u kablovima za prethodno naprezanje	119
5 NELINEARNA NUMERIČKA ANALIZA	123
5.1 DIANA - mogućnosti, primena	123
5.1.1 DIANA - primena u betonu	123
5.2 Teorijske osnove	125
5.2.1 Fizička nelinearnost: elasto-plastični modeli	125
5.2.1.1 Mohr-Coulomb-ov uslov tečenja	127
5.2.1.2 Von-Mises-ov uslov tečenja	129
5.2.2 Modeliranje prslina	130
5.2.2.1 Veza napon-dilatacija u prslini	133
5.2.2.2 Modeliranje zaostale krutosti na smicanje	135
5.2.3 Inkrementalno-iterativna procedura rešavanja	135
5.2.3.1 Iterativni postupci	136

5.2.3.2 Kriterijumi konvergencije	138
5.3 Numeričko modeliranje eksperimentalnog ispitivanja proboja ploča	139
5.3.1 Modeliranje geometrije, konturnih uslova i opterećenja. Mreža konačnih elemenata.	139
5.3.2 Modeliranje karakteristika materijala	145
5.4 Rezultati nelinearne numeričke analize	147
6 UPOREDNA ANALIZA	173
6.1 Uporedna analiza eksperimentalnih rezultata i rezultata nelinearne numeričke analize	173
6.1.1 Dijagrami sila-pomeranje	173
6.1.2 Dilatacije u betonu	176
6.1.3 Dilatacije u armaturi	182
6.1.4 Dilatacije čelika "kragne"	187
6.2 Uporedna analiza eksperimentalnih rezultata i pojedinih propisa	191
6.2.1 Evrokod 2	192
6.2.2 ACI 318-89	195
6.2.3 CEB-FIP Model Code 1990	199
6.2.4 Poređenje propisa i sopstvenih eksperimentalnih rezultata	203
7 MEHANIZAM LOMA USLED PROBIJANJA.....	207
7.1 Formiranje i razvoj kose unutrašnje prsline - formiranje površi loma	207
7.2 Stanje napona i dilatacija pred lom - mehanizam loma	226
7.3 Modeliranje mehanizma loma ploča usled probijanja	235
8 ZAKLJUČAK	238
LITERATURA	243
PRILOG	246

Zahvalnost

Ova doktorska disertacija urađena je u okviru Instituta za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu.

Sponzor eksperimentalnog ispitivanja bilo je građevinsko preduzeće KMG TRUDBENIK iz Beograda, a realizaciju eksperimenata finansijski su pomogli i: Institut za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta u Beogradu - IMK, Holding Energoprojekt-Visokogradnja, Institut za ispitivanje materijala D.D. - IMS. Svima napred navedenim, a pre svega gospodinu Đorđu Marinkoviću (KMG Trudbenik), prof. Aleksandru Pakvoru i gospođi Olgi KaleMBER (IMK), gospodinu Svetislavu Simoviću (Energoprojekt, Visokogradnja), gospođi Slobi Popoviću, Nemanji Čaliću i Vladi Urukalu (IMS) dugujem najveću zahvalnost, jer bez njihove finansijske pomoći ili neposrednog angažovanja, eksperimentalno ispitivanje ne bi bilo moguće izvesti.

Zahvaljujem se mentoru, prof.dr Mirku Ačiću na dragocenim savetima, moralnoj podršci i stručnoj pomoći tokom izrade disertacije, kako njenog eksperimentalnog, tako i teorijskog dela. Zahvaljujem mu se i na strpljivosti i razumevanju koje je imao radeći sa mnom.

Posebno se zahvaljujem gospodinu Vanji Alendaru na nesebičnoj podršci, zainteresovanosti za disertaciju i istraživanja uopšte, kao i velikoj pomoći oko nelinearnog modeliranja. Zahvaljujem mu se zato što je bio tu uvek kada je bilo potrebno.

U izvođenju eksperimentalnog ispitivanja učestvovali su: Ratko Pestić, Sonja Šumenković, Dušan Nešić, Milan Bošković, Miodrag Savić, Dana Peinović, Srđan Kosmač, Radojka Radulović i Novka Tatić sa Građevinskog fakulteta u Beogradu, i majstori građevinskog preduzeća KMG Trudbenik - Lazić Spasoje, Krstić Đorđe i Vasković Miodrag. Oni su napravili modele, izveli veliki broj merenja, snimili stotine fotografija, sve pod budnom kontrolom čika Raleta. Svojim prisustvom i savetima pomogao je i gospodin Vladeta Matović. Svima njima se zahvaljujem na uloženom trudu i savesnom i požrtvovanom radu. Bili su sjajna ekipa.

Prof.dr Ljubomiru Vlajiću se zahvaljujem na pomoći i dragocenim savetima u vezi sa eksperimentalnim ispitivanjem i svim teškoćama koje su iskrsele u toku izvođenja eksperimenta. Prof.dr Radoju Vukotiću se zahvaljujem na pomoći oko izvođenja eksperimentalnog ispitivanja.

Gospođi Tihomiru Kovačeviću i Vladi Vasiću sa Građevinskog fakulteta u Beogradu se takođe zahvaljujem na trudu koji su uložili na ispitivanju probnih tela i pomoći oko izvođenja eksperimentalnog ispitivanja. Gospodinu Vladi Raičkoviću sa Građevinskog fakulteta u Beogradu se zahvaljujem na geodetskoj podršci tokom eksperimenata.

Na kvalitetnoj tehničkoj obradi teksta zahvaljujem se gospođi Novki Tatić sa Građevinskog fakulteta u Beogradu, kao i svim kolegama sa Katedre za materijale i konstrukcije, posebno "betoncima", na razumevanju i pomoći tokom izrade disertacije, i nestrpljivom iščekivanju završetka. Takođe se zahvaljujem i gospodinu Siniši Lukoviću na pomoći oko štampanja teksta disertacije.

Ipak, iznad svega se zahvaljujem svom sinu Matiji i suprugu Đorđu. Imali su puno strpljenja i razumevanja. Nadam se da je vredelo.

1 UVOD

Ravne ploče direktno oslonjene na stubove, kao što im ime kaže, su ploče oslonjene samo na stubove, bez greda. Veoma se često koriste kao međuspratne konstrukcije u poslovnim pa i u stambenim objektima, pre svega u SAD i na Dalekom Istoku, ali i u mnogim drugim razvijenim zemljama, pa i kod nas.

Ove ploče imaju niz prednosti nad klasičnim armiranobetonskim pločama sa gredama. Pre svega, nepostojanje greda je arhitektonski najprihvatljivije rešenje, a to takođe znatno pojednostavljuje oplatu, omogućava minimalne spratne visine, a time i ukupne gabarite objekta, a sve to zajedno skraćuje vreme građenja. Posebno racionalno rešenje predstavljaju takozvane "liftovane" ploče, koje su u stvari montažne, najčešće prethodno napregnute ploče, a koje se specijalnom tehnologijom "liftovanja" u paketu podižu i montiraju. U ovom slučaju nije potrebna ni skela za izradu tavanica što dodatno skraćuje vreme građenja.

Zašto se armiranobetonske ploče prethodno naprežu?

Postoje dva razloga. Prvi razlog proizilazi iz tehnologije izvođenja. Naime, tehnologija "liftovanja" se sastoji u proizvodnji ploča na zemlji, koje se zatim, uz pomoć presa na vrhovima stubova, podižu u paketu, i jedna po jedna ostavljaju na nivou sprata za koji su projektovane. Zbog ograničene nosivosti hidrauličkih presa, bitno je da težina paketa bude što je moguće manja, pa se i rodila ideja o prethodnom naprezanju ploča da bi se smanjila potrebna debljina, a samim tim i težina ploča.

Drugi razlog leži u činjenici da zahtevi za sve većim rasponima dovode do smanjenja krutosti ploča na savijanje do tačke u kojoj upotrebljivost počinje da bude kritična u projektovanju. Prethodno naprezanje je efikasno sredstvo za kontrolu deformacija i prslina, a utiče povoljno i na nosivost ploče na probijanje. Na taj način se može izbeći i potreba za kapitelima, pa sve prethodno navedene povoljnosti ostaju da važe.

Danas se ploče najčešće prethodno naprežu kablovima koji nemaju spoj sa betonom, koji se fabrički proizvode u polietilenskim cevima ispunjenim mašću koja omogućava da uže slobodno klizi kroz cev. Primena ovih kablova takođe skraćuje vreme građenja jer se izbegava zametna operacija injektiranja, mada nepostojanje prijanjanja između užeta i betona ima svoje nedostatke naročito u uslovima loma.

Zona ploče oko stuba je izložena istovremenom dejstvu velikih momenata savijanja i transverzalnih sila, a osim toga izložena je i probijanju. Problem nosivosti ploče na probijanje je vrlo često ograničavajući faktor pri dimenzionisanju ploča direktno oslonjenih na stubove. Složeno troosno stanje napona sa izraženim koncentracijama (u slučaju ivičnog stuba, koncentracijama doprinosi i prisustvo slobodne ivice) i veliki broj međusobno nezavisnih parametara doprineli su da danas ne postoji generalno analitičko rešenje za proračun nosivosti veze između stuba i ploče. Sve dosada predložene metode za proračun se ili zasnivaju na približnim teorijskim rešenjima sa gomilom eksperimentalno određenih konstanti, ili su to potpuno empirijski izrazi koji zadovoljavaju veliki broj eksperimentalnih rezultata.



Dosada je u svetu napravljen veliki broj eksperimentalnih ispitivanja vezanih za proučavanje ponašanja i nosivosti ploče u okolini stuba. Međutim, najveći deo tih ispitivanja se odnosio na klasične armiranobetonske ploče i na slučajevne simetrične geometrije i opterećenja (srednji stub), jer je izvođenje eksperimentalnih ispitivanja i interpretacija rezultata u tim slučajevima mnogo jednostavnija. Daleko manje eksperimenata ima kada su u pitanju prethodno napregnute ploče i ivični i ugaoni stubovi. Upravo suprotno, većina realnih međuspratnih konstrukcija ima više ivičnih i ugaonih nego srednjih stubova.

S obzirom da postoji vrlo malo eksperimentalnih podataka vezanih za ponašanje u svim karakterističnim graničnim stanjima, posebno za stanje granične nosivosti veze prethodno napregnute ploče i ivičnog stuba, poželjna su nova istraživanja u ovoj oblasti.

1.1 Predmet i cilj istraživanja

Predmet istraživanja je eksperimentalno ispitivanje ponašanja i nosivosti veze između ivičnog stuba i montažne ploče prethodno napregnute kablovima bez spoja sa betonom. Pod montažnom pločom se podrazumeva ploča kakva se koristi pri postupku "liftovanja", što znači da u zoni ploče oko stuba postoji tzv. "kragna", koja se najčešće pravi od čeličnih profila i služi za poduhvatanje ploče prilikom liftovanja. Postojanje ovog ojačanja u zoni ploče oko stuba koje je posledica tehnološkog postupka, istovremeno doprinosi povećanju nosivosti ploče na probijanje. U tom cilju ispitana su, do loma, tri modela koji predstavljaju/deo ivičnog panela ploče prototipa koja ima više raspona, i to u prirodnoj veličini. Dimenzije modela u osnovi, kao i konturni uslovi, odabrani su tako da naponsko-deformacijska stanja u modelu, što je moguće više, odgovaraju naponsko-deformacijskim stanjima u ploči-prototipu u fazi eksploatacije i u stanju granične nosivosti - loma. Varirana je veličina, odnosno, dimenzije "kragne" u osnovi.

Pored eksperimentalnog ispitivanja, urađena je i nelinearna numerička analiza postavljenog problema, za jedan od ispitanih modela. Analiza je urađena pod pretpostavkom materijalne nelinearnosti betona i čelika, korišćenjem programskog paketa DIANA.

Cilj eksperimentalnog istraživanja je praćenje ponašanja ploče u oblasti njenog spoja-veze sa stubom u svim naponsko-deformacijskim stanjima koja su od značaja za teoriju i praksu, kao što su:

- ponašanja veze stuba i ploče u fazi eksploatacije (formiranje i razvoj prslina, deformacije, naponi u betonu, armaturi, čeličnoj kragni, kablovima za prethodno naprezanje);
- osnovnog mehanizma loma usled probijanja;
- promene napona u kablovima za prethodno naprezanje u stanju loma;
- granične nosivosti veze u funkciji veličine i krutosti čelične "kragne".

Dobijeni rezultati eksperimenata su upoređeni sa rezultatima nelinearne numeričke analize kao i sa pojedinim propisima. Na osnovu eksperimentalnih rezultata i rezultata nelinearne numeričke analize objašnjen je mehanizam loma ploča usled probijanja i ukazano na probleme modeliranja ove pojave. Date su preporuke vezane za način rešavanja problema u praksi s obzirom na današnje stanje istraživanja u ovoj oblasti i ukazano na potrebu daljih eksperimentalnih istraživanja.

2 PREGLED PRETHODNIH ISTRAŽIVANJA

2.1 Uvod

Do sada je napravljen veliki broj eksperimentalnih istraživanja i analitičkih studija u pokušaju da se razume i objasni način prenošenja opterećenja između ploče i stuba. Najveći deo eksperimentalnih ispitivanja se odnosio na armiranobetonske ploče i slučaj simetrične geometrije i opterećenja (srednji stub). Mnogo manje eksperimentalnih ispitivanja je sprovedeno na prethodno napregnutim pločama, a još manje (svega nekoliko) ukoliko je u pitanju veza prethodno napregnute ploče i ivičnog stuba, odnosno slučaj nesimetrične geometrije i/ili opterećenja.

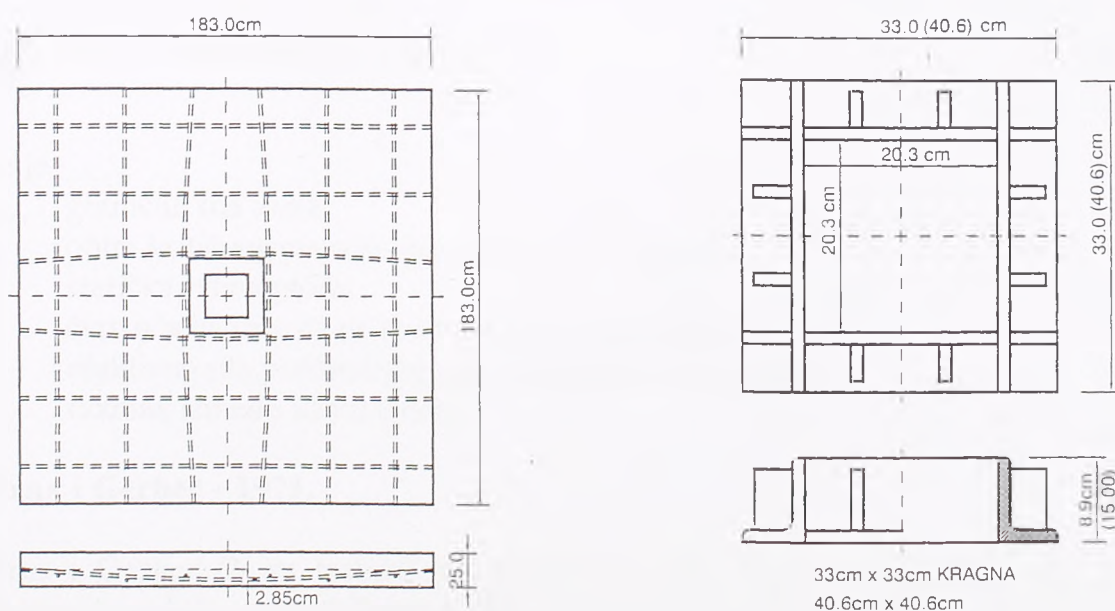
2.2 Eksperimentalna istraživanja

Problem projektovanja prethodno napregnutih ploča slobodno oslonjenih na stubove rešava se proširenjem zaključaka izvedenih za armiranobetonske ploče, za koje postoji mnogo više eksperimentalnih podataka. Stoga će ovde biti dat pregled eksperimentalnih ispitivanja kako prethodno napregnutih tako i armiranobetonskih ploča, veza sa ivičnim stubom, a od srednjih stubova izabrana su samo najinteresantnija ispitivanja.

2.2.1 Prethodno napregnute ploče

Scordelis, Lin i May - 1958.

Scordelis, Lin i May /1/ su 1958. godine testirali 15 modela koji predstavljaju izdvojeni deo ploče oko srednjeg stuba (do linije na kojoj su radijalni momenti savijanja jednaki nuli), od čega 12 prethodno napregnutih kablovima bez spoja sa betonom, i 3 armiranobetonske.



Slika 2.1 Dimenzije modela i čelične "kragne" (Scordelis, Lin i May)

Prethodno napregnuti modeli nisu imali dodatnu prethodno nezategnutu armaturu. Svi modeli predstavljaju deo "liftovanih" ploča, što znači da su u ploče bile ugrađene čelične "kragne", bez naknadne monolitizacije ploče i stuba i mogućnosti prenosa momenata savijanja. Modeli su u osnovi kvadratnog oblika, dimenzije 1.8 m, promenljive debljine, od 15 cm do 25 cm, slobodno oslonjeni duž sve četiri strane i centrično opterećeni silom u sredini modela, slika 2.1.

Varirani su sledeći parametri: čvrstoća betona na pritisak, nivo prethodnog naprezanja, odnosno napona pritiska u ploči, debljina ploče, veličina "kragne" u osnovi i njen visinski položaj u okviru debljine ploče.

Svi modeli su bili opterećeni do loma, i prema autorima, sva ispitivanja su završena probijanjem "kragne" kroz ploču, samo je u nekim slučajevima lom bio iznenađan i naprasan (primarni lom usled probijanja), a u nekim slučajevima se desio tek nakon izraženog tečenja armature za savijanje i velikih deformacija ploče (sekundarni lom usled probijanja).

Zapažanja autora u vezi sa tokom eksperimenata i ponašanjem modela su sledeća:

- a. prve vidljive prsline od savijanja se pojavljuju na nivou od 40-60% od opterećenja loma;
- b. s obzirom da su modeli oslonjeni slobodno duž ivica, uglovi ploča su se odizali i u tim zonama su se pojavile vertikalne prsline duž ivica;
- c. prsline od savijanja na zategnutoj strani ploča su se u većini slučajeva raširile do uglova ploče, ali slika prsline u trenutku loma se znatno razlikovala od modela do modela;
- d. "kragna" probija kroz ploču odvaljujući pri tome parčad betona;
- e. konus probijanja je vrlo "ravan" i u nekim slučajevima se prostire i izvan oslonaca.

Na osnovu svojih eksperimentalnih podataka, autori su predložili empirijsku formulu za proračun granične nosivosti prethodno napregnutih ploča na probijanje:

$$\frac{P_{shear}}{bdf_c} = 0.175 - 0.0000242 f_c + 0.00002 \frac{F_e}{s} \quad (2.2.1)$$

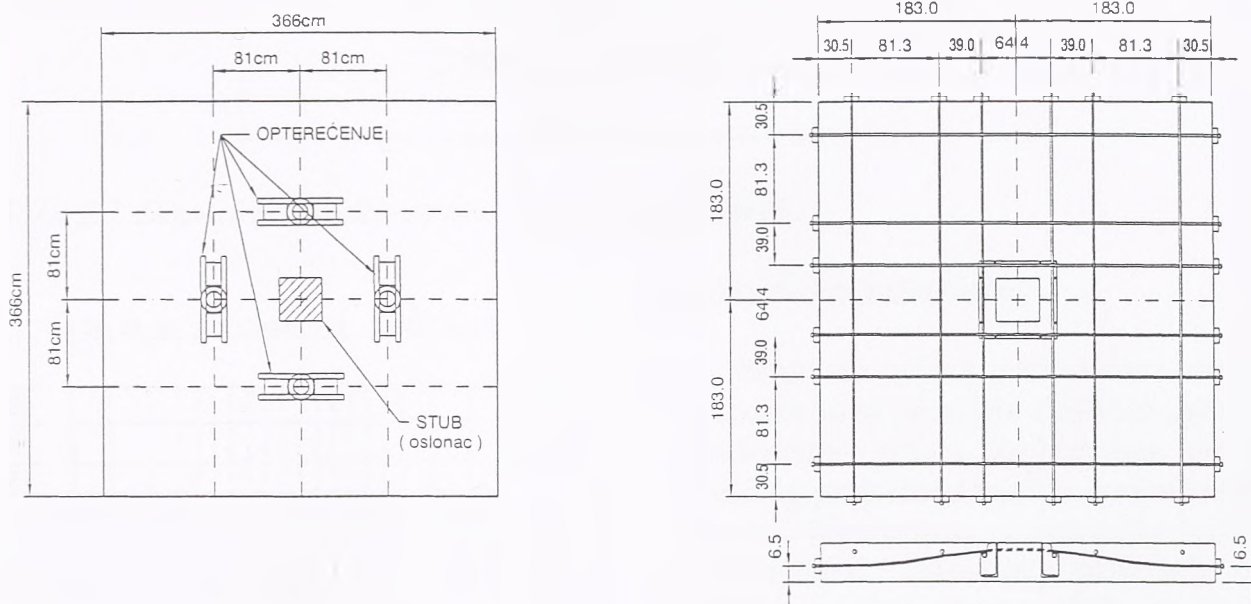
gde je:

- P_{shear} - granična sila loma,
- b - obim kritičnog preseka na mestu ivice "kragne",
- d - statička visina ploče,
- f_c - čvrstoća betona na pritisak određena na cilindru,
- F_e - efektivna sila prethodnog naprezanja po užetu (pound),
- s - razmak između užadi (inch).

Burns i Gerber - 1971.

Burns i Gerber [2] su testirali do loma 10 modela koji predstavljaju deo prethodno napregnute ploče oko srednjeg stuba, u osnovi kvadratnog oblika, dimenzija 3.7 m i debljine 18 cm, što odgovara ploči-prototipu koja ima raspone u oba pravca 7.3 m. Za razliku od prethodnog ispitivanja modeli su bili oslonjeni na stub u središtu, a opterećenje je nanošeno u četiri tačke na rastojanju od 0.8 m od ose stuba, slika 2.2. Od 10 uzoraka, 6

su predstavljali ploče "livene" na licu mesta, a 4 montažne "liftovane" ploče. Svi modeli osim jednog livenog i dva "liftovana" su sadržavali dodatnu, prethodno nezategnutu armaturu. Jedan od modela "liftovane" veze, koji nije imao ovu armaturu, je imao injektirane kablove. Ostali su prethodno napregnuti kablovima bez spoja sa betonom, slika 2.2.



Slika 2.2 Dispozicija modela i raspored kablova za prethodno naprezanje (Burns i Gerber)

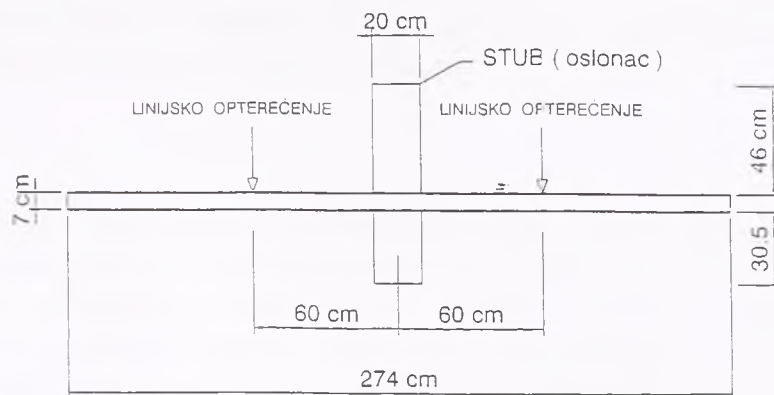
Autori nisu predložili empirijski izraz za proračun granične nosivosti na probijanje, ali su došli do sledećih zaključaka:

- zasnovano na osrednjenim smičućim naponima u kritičnom preseku na udaljenosti od $d/2$ od ivice stuba odnosno kragne, granično opterećenje loma iznosi od $4.1 \sqrt{f_c}$ do $6.2 \sqrt{f_c}$ u zavisnosti od detalja prethodno nezategnute armature;
- dodatna prethodno nezategnuta armatura doprinosi kontroli prslina i povećava duktilitet ploče u oblasti veze;
- postavljanje užadi u zonu ploče iznad stuba, odnosno "kragne", dovodi do toga da ploča dobija rezervni kapacitet, odnosno sposobna je da, i nakon loma betona u zoni ploče uz stub, i dalje prenosi opterećenje.

Burns i Smith - 1973.

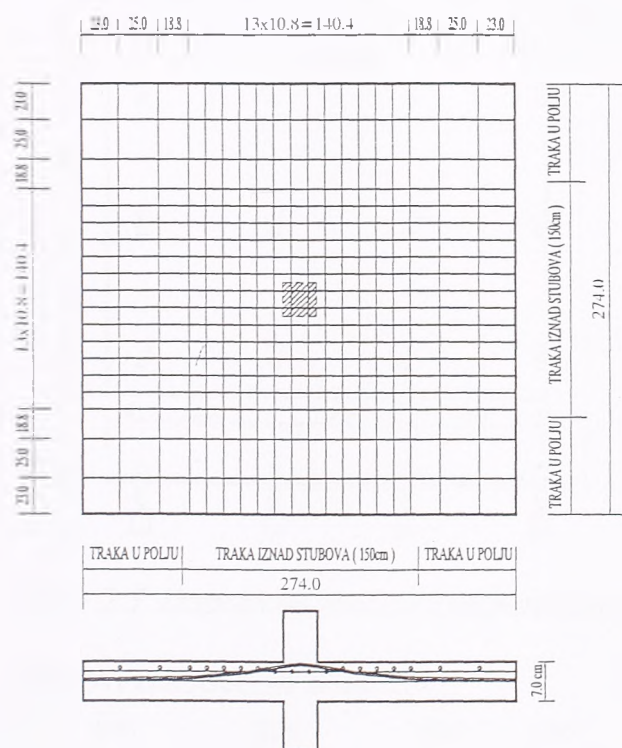
1973. godine prof. Ned Burns /3/ je započeo veliku seriju ispitivanja prethodno napregnutih ploča na Univerzitetu u Austin-u, Texas. Kao uvod u ispitivanja velikih modela koji su predstavljali višepanelne ploče, napravljen je program ispitivanja do loma tri izdvojena modela veze ploča-stub, sa ciljem da se utvrdi uticaj prethodno nezategnute armature na nosivost na probijanje ploča koje imaju kablove bez spoja sa betonom.

Sva tri modela su kvadratnog oblika, dimenzije strane 2.74 m, oslonjena na središnji stub i opterećena duž linije koja se nalazi na odstojanju od 0.6 m od ose stuba, slika 2.3. Modeli su debljine 7.0 cm, pa ove mere odgovaraju razmeri 1:3 u odnosu na ploču-prototip. Svi modeli su bili indentičnih karakteristika, slika 2.4. jedina promenljiva je količina prethodno nezategnute armature u okolini stuba.



Slika 2.3 Dispozicija modela za ispitivanje (Burns i Smith)

Zaključci autora su sledeći:



Slika 2.4 Raspored kablova u modelima (Burns i Smith)

- u stanju do pojave prve prslina, sva tri modela su se ponašala elastično i gotovo indentično; pojava prvih prslina nije od velikog praktičnog značaja, s obzirom da su one lokalizovane na mestima špicava momenata, odnosno posledica su koncentracija napona; ploča može da primi još dosta opterećenja dok se ne razvije izražena slika prslina;
- prethodno nezategnuta armatura poboljšava ponašanje ploče pri savijanju, smanjuje širinu prslina i omogućava razvijenu sliku prslina, a povećava i nosivost ploča;
- naponi u kablovima ostaju praktično konstantni sve do pojave velikih prslina i deformacija pred lom, što dovodi do zaključka da formule u propisima nisu na strani sigurnosti;

- u sva tri modela registrovan je lom usled probijanja, ali nakon izraženih prslina i deformacija, te se može smatrati sekundarnim lomom usled proboja;
- zasnovano na osrednjenim smičućim naponima u kritičnom preseku na udaljenosti od $d/2$ od ivice stuba, granično opterećenje loma iznosi od $4.45\sqrt{f_c}$ do $5.16\sqrt{f_c}$, u zavisnosti od količine dodatne armature - procenta armiranja.

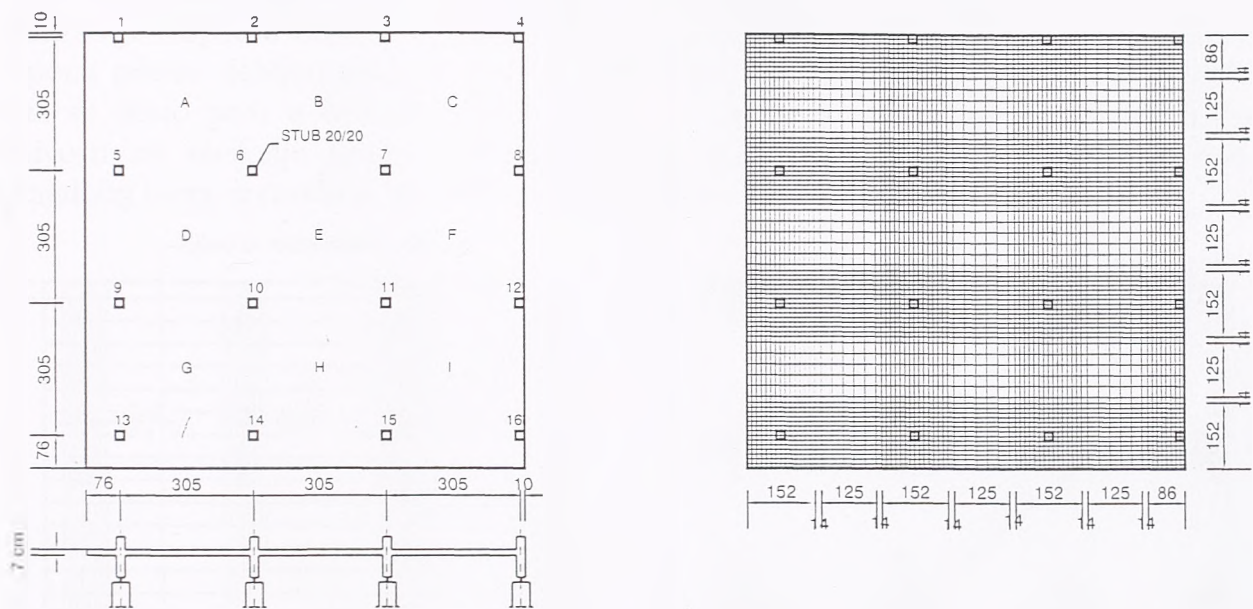
Burns, Hemakom i Winter - 1973.

Od 1973. godine, prof. N. Burns /4/ je sproveo seriju ispitivanja višepanelnih prethodno napregnutih ploča na Univerzitetu u Austin-u, Texas, sa ciljem da se prati opšte ponašanje prethodno napregnutih ploča sa kablovima bez spoja sa betonom, kroz sve faze do loma. Dve ploče su imale 9 polja (3x3) i jedna + polja (2x2). S obzirom na značaj ovog

ispitivanja, odnosno na činjenicu da je ovo jedino ispitivanje ploča sa velikim brojem panela, biće detaljno opisana sva tri modela.

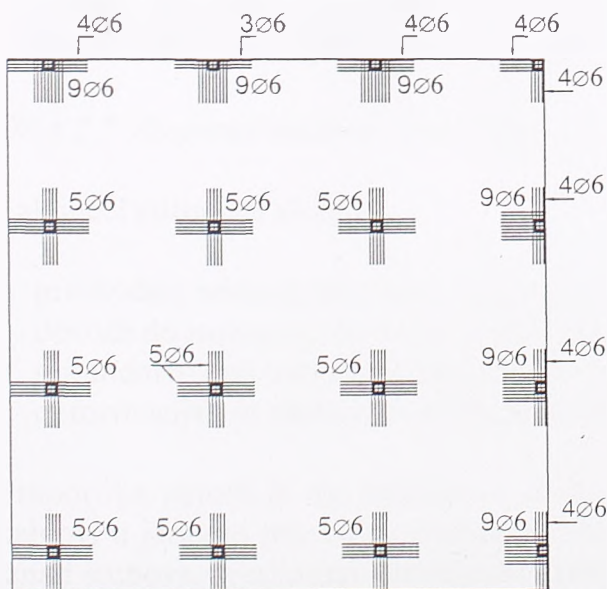
Ploča I

Ploča I je model ploče prototipa koja ima 9 polja, raspona 10.0 m, u razmeri 1:3. Osnova, raspored kablova (70% u traci iznad stubova, 30% u traci u polju) i detalji prethodno nezategnute armature su prikazani na slikama 2.5 i 2.6. Odnos l/h je iznosio 43.6 (uobičajen), a srednji napon prethodnog naprezanja u ploči 2.2 MPa. Rezultate eksperimenata autori su poredili sa odredbama američkih propisa iz tog vremena koje se odnose na proračun ploča uopšte, na savijanje i probijanje.



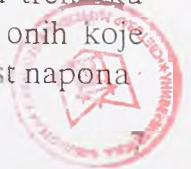
Slika 2.5 Dispozicija modela i raspored kablova, ploča I (Burns, Hemakom i Winter)

Njihovi zaključci su sledeći:



Slika 2.6 Prethodno nezategnuta armatura (Burns, Hemakom i Winter)

- položaj prethodno nezategnute armature u pločama je isto toliko važan kao i njena količina; određena količina ove armature u gornjoj zoni ploče u neposrednoj okolini stuba, kao minimalne, obezbeđuje odlično ponašanje ploče kroz sve faze opterećenja;
- ploča dimenzionisana prema propisima ACI 318-77 pokazala je odlično ponašanje u fazi eksploatacije, a granično opterećenje (na savijanje) veće je od onog koga daju propisi; granično opterećenje se može tačno predvideti analizom ploča pomoću linija loma;
- izmereni naponi u kablovima u trenutku loma su bili niži za 2-13% od onih koje daju ACI 318-77, i uopšte prirast napona

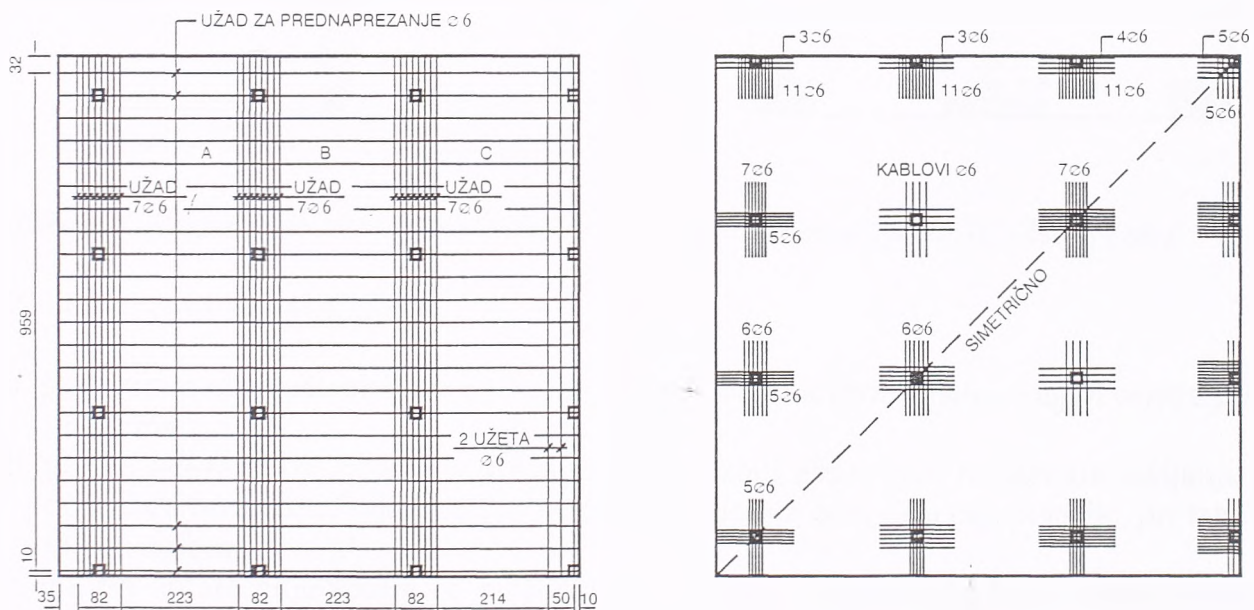


u kablovima je bio beznačajan sve do pojave velikih deformacija pred lom;
d. granična nosivost na probijanje je veća od one koju daju ACI 318-77.

Preporuka autora je da uvek treba koristiti prethodno nezategnutu armaturu u zonama špičeva negativnih momenata savijanja u okolini stubova. Preporučuje se, kao minimalna količina, 0.15% od poprečnog preseka trake iznad stubova, kao dovoljna za kontrolu prslina. Ovu armaturu treba postaviti na udaljenosti od 1.5h od ivice stuba, sa obe strane stuba.

Ploča II

Ploča II je model ploče koja ima 9 polja, raspona 6.0 m, u razmeri 1: 2. Na slici 2.7 prikazan je raspored kablova i prethodno nezategnuta armatura modela u osnovi. Odnos raspona prema debljini ploče je 43.6, a srednji nivo prethodnog naprezanja 0.93 MPa. Lom se desio prvo u ivičnim poljima A, B i C pri opterećenju manjem od granične nosivosti na savijanje prema propisima. Dalje parcijalno opterećivanje, nakon ovog inicijalnog loma, izazvalo je lom kod unutrašnjeg stuba.



Slika 2.7 Raspored kablova i prethodno nezategnute armature, ploča II (Burns i dr.)

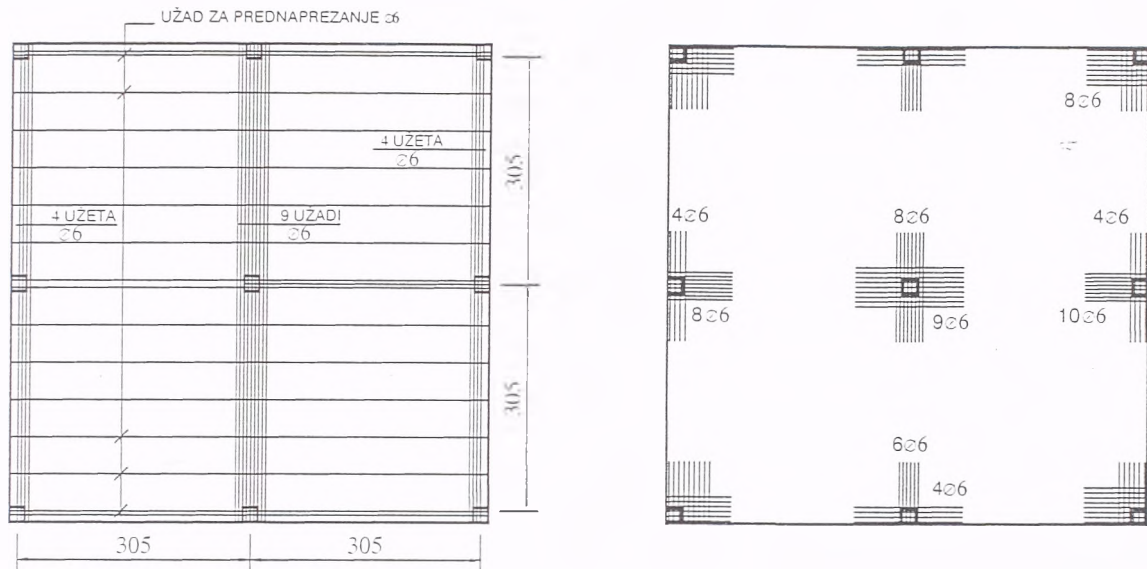
Zaključci autora su sledeći:

- prethodno nezategnuta armatura koja se ne nalazi u neposrednoj okolini ivičnog stuba dovodi do smanjenja nosivosti ivičnog polja;
- sekundarni lom usled smicanja (nakon primarnog loma usled savijanja, velikih prslina i deformacija) je nastao pri nižim naponima smicanja nego što to daje ACI 318-77.

Preporuka autora je da, posebno u slučaju "banded" rasporeda kablova, dakle kada su kablovi u jednom pravcu na jednakom rastojanju, a u drugom skoncentrisani u trakama iznad stubova, prethodno nezategnutu armaturu treba postavljati na širini od 1.5 h sa obe strane stuba, jer je armatura raspoređena na većoj širini neefikasna. Takođe, treba postaviti što je moguće više kablova u zoni iznad stubova, što je naročito povoljno kod ivičnih stubova, jer lokalno povećava nivo prethodnog naprezanja u odnosu na prosečan u polju i time povećava i nosivost na smicanje.

Ploča III

Ploča III je model ploče koja ima 4 polja, raspona 6.0 m, u razmeri 1:2. Cilj ovog istraživanja je da se ispita uticaj "trakastog" (banded) rasporeda kablova na proračun i konstruisanje detalja ivičnih polja ploča, prema rezultatima dobijenim u modelu II. Detalji ploče III su prikazani na slici 2.8. Odnos raspona prema debljini je 43.6, a nivo prethodnog naprezanja 1.24 MPa.



Slika 2.8 Raspored kablova i prethodno nezategnute armature, ploča III (Burns i dr.)

Zaključci autora su sledeći:

- pod punim eksploatacionim opterećenjem nije bilo vidljivih prslina i ugibi centra polja su bili mali;
- pod projektnim opterećenjem loma, prsline u zoni negativnih momenata savijanja su počele da formiraju linije loma, ali se prsline u donjoj zoni nisu bile pojavile, pri takođe malim ugibima;
- tek pri opterećenju većem od projektnog, pojavile su se prve prsline u donjoj zoni, i razvile se potpuno linije loma u gornjoj zoni;
- nakon već izraženih prslina i ugiba, javio se lom usled probijanja kod ivičnog stuba;
- nakon loma usled savijanja, napravljeno je nekoliko testova na probijanje; osrednjeni granični napon smicanja u kritičnom preseku na udaljenosti od $d/2$ od ivice stuba je iznosio od $4.8 \sqrt{f_c}$ do $5.2 \sqrt{f_c}$.

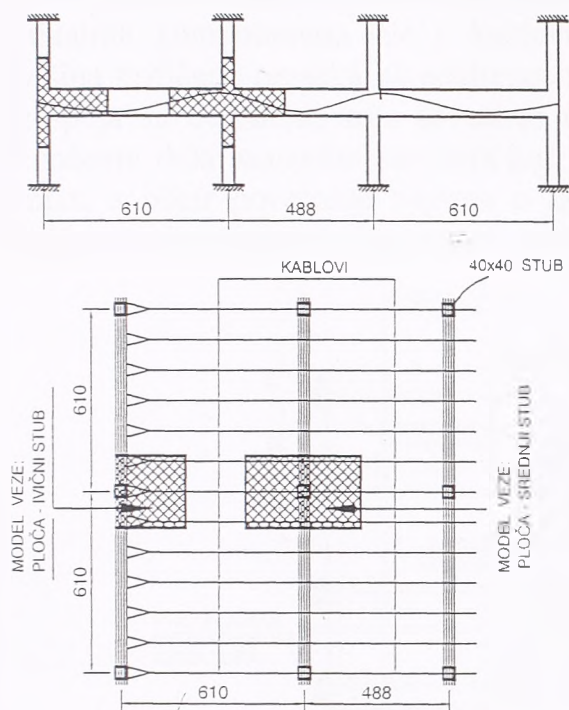
Na osnovu svih ispitivanja autori su zaključili da su tadašnje procedure za proračun prethodno napregnutih ploča, uključujući i one koje imaju "banded" kablove, primenljive u praksi.

Hawkins i Trongtham - 1975.

Prof. Neil Hawkins /5/ je 1975. godine započeo seriju ispitivanja na Univerzitetu u Washingtonu. Ispitivanja do loma su izvršena na 6 modela veze između prethodno napregnute ploče sa kablovima bez spoja sa betonom i stuba, u prirodnoj veličini. Pri tome, 5 modela je predstavljalo unutrašnji stub (jedna "liftovana" i četiri klasične ploče), a

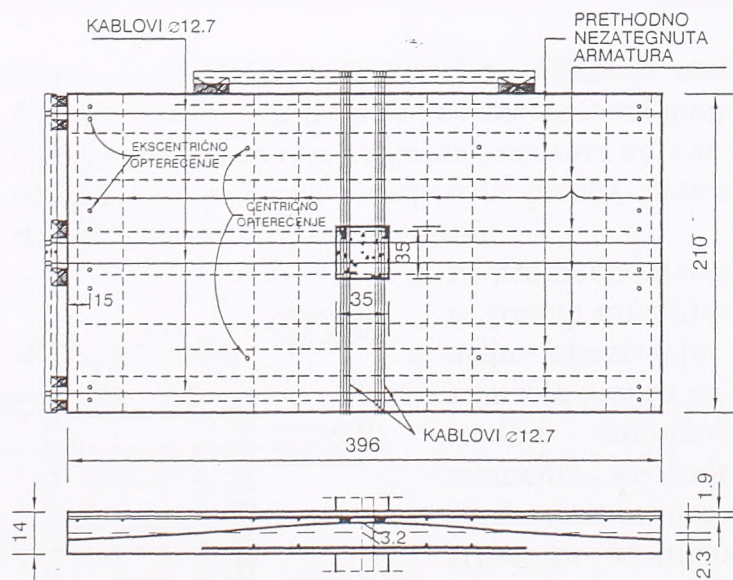
jedan model je predstavljao ivični stub.

Modeli su predstavljali deo ploče prototipa prikazan na slici 2.9. Detalji modela sa srednjim stubom prikazani su na slici 2.10, "liftovana" ploča na slici 2.11 i model sa ivičnim stubom na slici 2.12.



Slika 2.9 Ploča-prototip u ispitivanju Hawkins-a i Trongtham-a

Sa slika se vidi da su modeli bili pravougaonog oblika, u osnovi dimenzija 3.9m x 2.1m, za srednji stub, odnosno 2.1m x 2.1m, za ivični stub. Debljina ploča je za sve modele iznosila 14.0 cm. Pored centričnog, nanošeno je i ekscentrično vertikalno opterećenje, u vidu vertikalnih sila na podjednakom rastojanju od stuba, ali suprotnog smera, koje treba da izazove pojavu momenta savijanja na vezi ploča-stub, tzv. bočno opterećenje. Vertikalno, kao i bočno opterećenje, bilo je ciklično, odnosno tri puta je ponovljen ciklus opterećenja od nivoa koji odgovara stalnom opterećenju do nivoa koji odgovara stalnom+dvostruko korisno opterećenje, što je trebalo da da neke informacije o uticajima od zemljotresa.



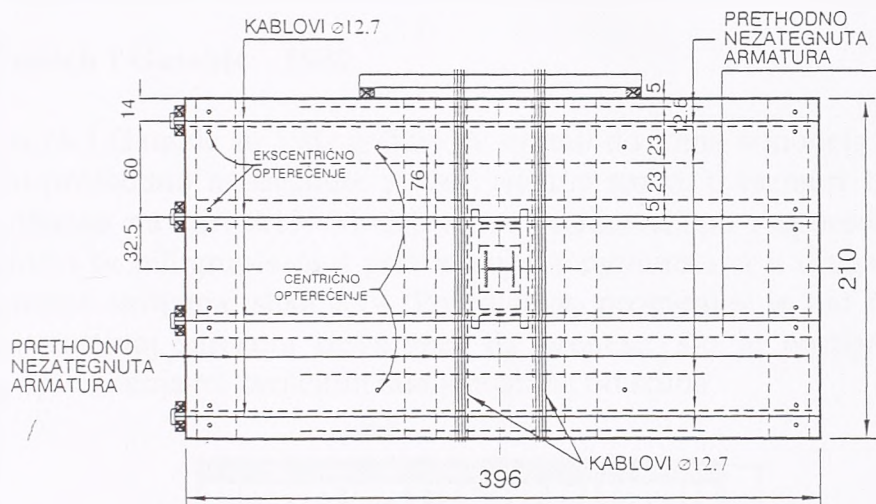
Slika 2.10 Detalji modela veze srednjeg stuba i ploče (Hawkins i Trongtham)

Autori su izveli sledeće zaključke:

- a. granična nosivost veze između prethodno napregnute ploče i srednjeg stuba, koja pored sile prenosi i moment savijanja, može se sračunati korišćenjem poglavlja 11.12.2 i 13.3.4. ACI 318-77, pri čemu smičući napon v_u ne treba da pređe vrednost datu u ACI 318-77:

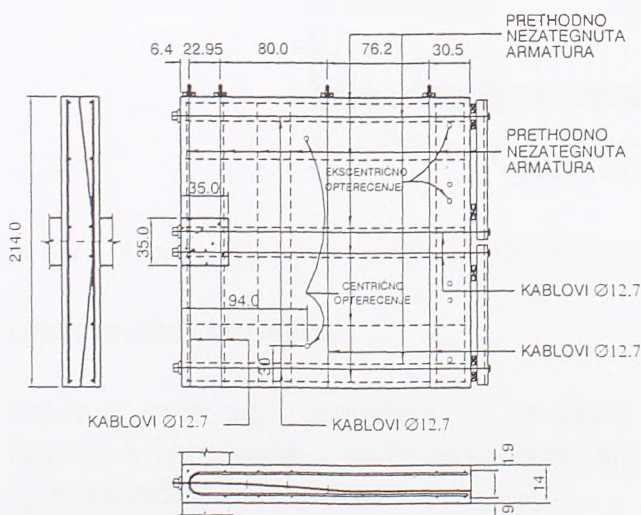
$$v_{cr} = 3.5\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{A_c} \quad (2.2.2)$$

gde je f_{pc} nivo aksijalnog prethodnog naprezanja u pravcu momenta savijanja, V_p je suma vertikalnih komponenata sile u kablovima koji prolaze kroz kritični presek, i A_c je površina kritičnog preseka na udaljenosti $d/2$ od ivice stuba. Sva armatura, sa spojem ili bez spoja sa betonom, koja se nalazi na udaljenosti od $1.5h$ od stuba je efikasna u prenošenju dela momenta savijanja koji se ne prenosi nejednakim smicanjem. Ne treba uzimati u obzir povećanje napona u kablovima bez spoja sa betonom pri proračunu granične nosivosti veze koja prenosi i moment savijanja;



Slika 2.11 Detalji modela veze srednjeg stuba i "liftovane" ploče (Hawkins i Trongtham)

- b. kablovi skoncentrisani iznad stuba ili "kragne" su efikasno sredstvo za povećanje nosivosti veze ploča-srednji stub, koja prenosi i neizbalansirani moment;
- c. količina i raspored gornje prethodno nezategnute armature koja se preporučuje prema ACI 318-77 je poželjna iako je širina i raspodela prslina zadovoljavajuća i ako se primeni 90% te armature, ali to važi za srednji stub;



Slika 2.12 Detalji modela veze ivičnog stuba i ploče (Hawkins i Trongtham)

- d. svi prethodno navedeni zaključci važe i za srednji stub liftovanih ploča;
- e. dalja istraživanja vezana za uslove kontrole prslina na zadnjoj strani veze srednji stub-ploča pri prenosu momenta savijanja su potrebna; u međuvremenu, treba obezbediti donju armaturu kontinualnu kroz kritični presek, u iznosu najmanje jednakom onom koji je potreban za skupljanje i temperaturu (7.12, ACI 318-77), kada smičući napon izazvan momentom savijanja, $\gamma_v M_{ucd}/J_c$ pređe vrednost od $0.06\sqrt{f_c}$ MPa;
- f. jedini zaključak vezan za veze ivični stub-ploča, je da treba obezbediti

prethodno nezategnutu armaturu na slobodnoj ivici, oblikovanu kao torziona armatura, kada smičući napon, sračunat prema:

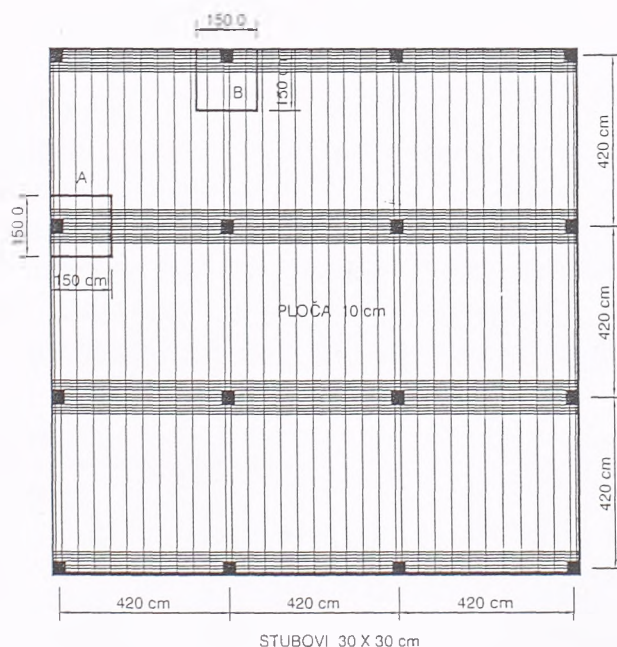
$$v_{u.cd} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c_{cd}}{J_c} \quad (2.2.3)$$

pređe veličinu $0.17 \sqrt{f_c}$ MPa;

g. testovi na modelima sa srednjim stubom su pokazali da je veza između prethodno napregnute ploče i stuba kruća od odgovarajuće armiranobetonske veze iste nosivosti na savijanje, i da je duktilitet prethodno naprnutih ploča isti kao i duktilitet odgovarajuće armiranobetonske ploče koja ima uzengije kao greda.

Sunidja, Foutch i Gamble - 1982.

Sunidja, Foutch i Gamble su 1982.godine /6/ ispitali do loma 4 modela koji predstavljaju vezu između prethodno napregnute ploče i ivičnog stuba, u razmeri 1:2/3 u odnosu na prototip, prikazan na slici 2.13. Modeli su se razlikovali po rasporedu kablova; u dva modela, kablovi su bili grupisani u pravcu dejstva momenta, a u druga dva, upravno na pravac momenta savijanja, slika 2.14. Pored toga, promenljiv je bio i odnos momenta prema transverzalnoj sili koju treba veza da prenese, što je postignuto apliciranjem vertikalnog opterećenja na različitim udaljenostima od stuba

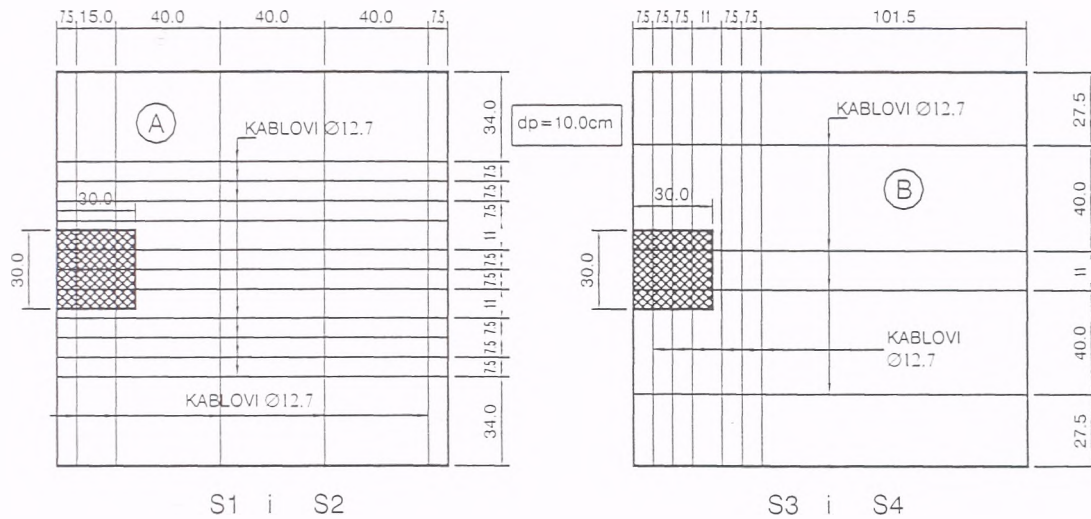


Slika 2.13 Ploča-prototip u ispitivanju Sunidja-e, Foutch-a i Gamble-a

Zaključci autora su sledeći:

- rezultati ispitivanja potvrđuju da se može primenjivati jednačina (2.2.2) i za veze između ivičnog stuba i ploče, koja uključuje doprinos napona prethodnog naprezanja f_{pc} na povećanje nosivosti;
- svi modeli su imali veću nosivost na smicanje od propisima predviđene; ipak dva su pretrpela lom od savijanja, a dva lom od probijanja;

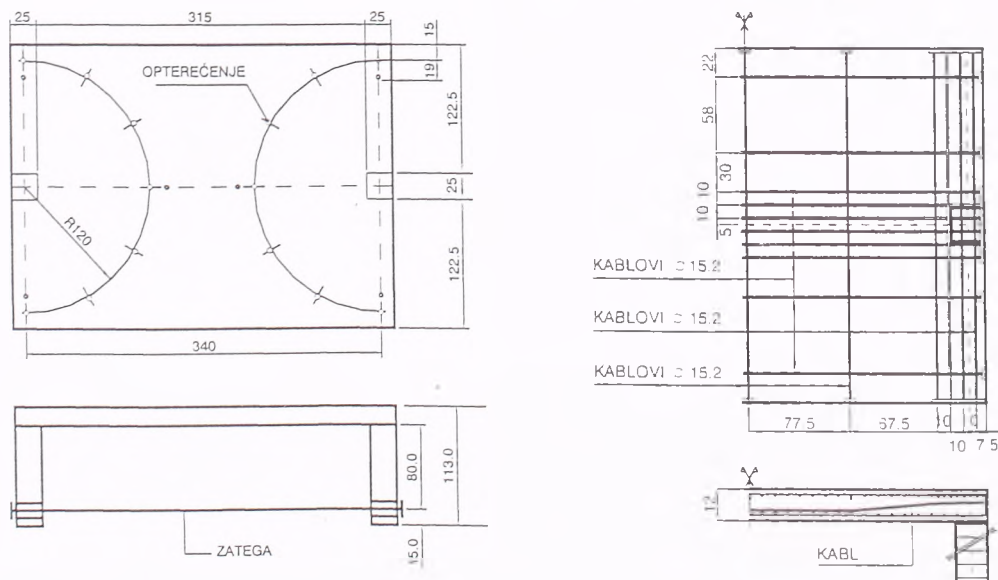
- c. prirast napona u kablovima bez spoja sa betonom bio je manji od onoga što daju propisi, naročito u modelima koji su imali lom usled probijanja;
- d. ograničenje čvrstoće na pritisak kao i vrednosti napona prethodnog naprezanja na određene vrednosti koje se mogu primeniti pri proračunu granične nosivosti ploča na probijanje nije potrebno; svi modeli su imali značajno veće vrednosti i čvrstoća i nivoa prethodnog naprezanja.



Slika 2.14 Detalji modela ploča u ispitivanju Sunidja-e, Foutch-a i Gamble-a

Brandli, Muller i Thurlimann - 1982.

Brandli, Muller i Thurlimann [7] su 1982. godine na Saveznom Institutu za tehnologiju Švajcarske (ETH) u Cirihu ispitali 8 modela, od kojih su 4 predstavljala vezu ploče sa ivičnim stubom, a 4 sa ugaonim stubom. Modeli su izrađeni u prirodnoj veličini, i to tako da se izbegne nedostatak kontinuiteta, koji se javlja kod izdvojenih modela veze stuba i ploče, slika 2.15. Od uzoraka koji su modelirali vezu sa ivičnim stubom, dva su bila prethodno napregnuta kablovima bez spoja sa betonom, a od modela sa ugaonim stubovima jedan je bio prethodno napregnut kablovima bez spoja sa betonom.



Slika 2.15 Dispozicija modela i raspored kablova (Brandli, Muller i Thurlimann)

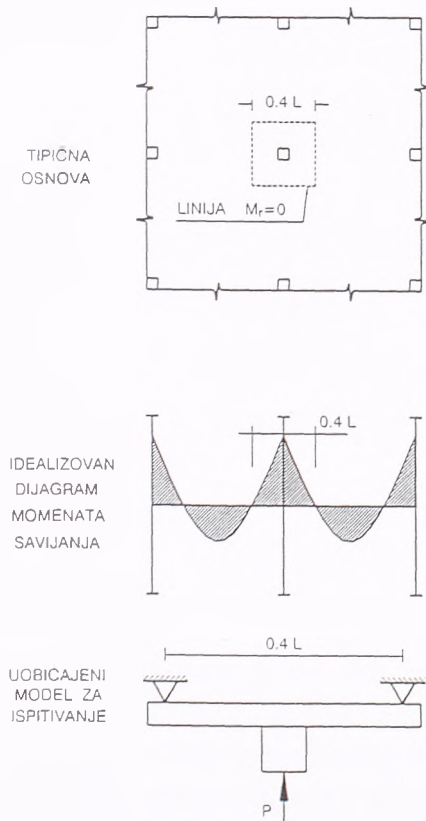
Varirani su sledeći parametri: količina i raspored prethodno nezategnute armature, poprečna armatura za smicanje specijalnog oblika i nivo prethodnog napreznja. Svi modeli su ispitani do loma i u svim se javio lom usled probijanja, iznenadan i praćen naglim padom opterećenja, osim u modelu koji je imao poprečnu armaturu.

Autori su došli do sledećih zaključaka:

- zahvaljujući visokom procentu armiranja, raspored armature za savijanje nije imao uticaja na ponašanje modela sve do loma;
- poprečna armatura povećava nosivost na probijanje do 60% u odnosu na sličnu ploču bez takve armature i naprasan i iznenadan lom prevodi u duktilan;
- prethodno napreznje (skoncentrisani kablovi u zonama stubova) povećava nosivost na probijanje za veličinu veću nego što je vertikalna komponenta sile u kablovima; povećanje nosivosti zavisi od rasporeda kablova; nakon proboja, napon u kablovima koji su upravni na slobodnu ivicu ploče značajno opada; prisustvo kablova ne poboljšava ponašanje ploče nakon loma usled probijanja u odnosu na klasično armiranu ploču.

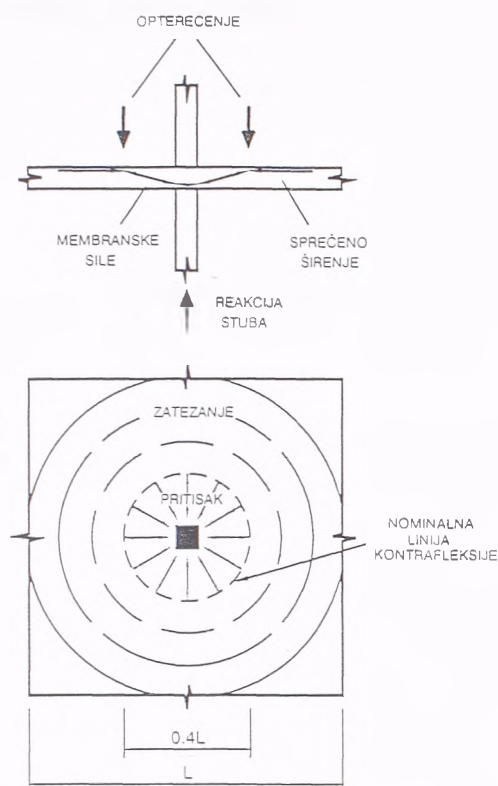
Franklin i Long - 1982.

Franklin i Long [8] su ispitani do loma 7 uzoraka koji modeliraju ekscentrično opterećenu vezu između prethodno napregnute ploče (kablovima bez spoja sa betonom) i srednjeg stuba. Osnovne promenljive su bile veličina ekscentriciteta i konturni uslovi modela.



Slika 2.16 Dispozicija tipičnog modela

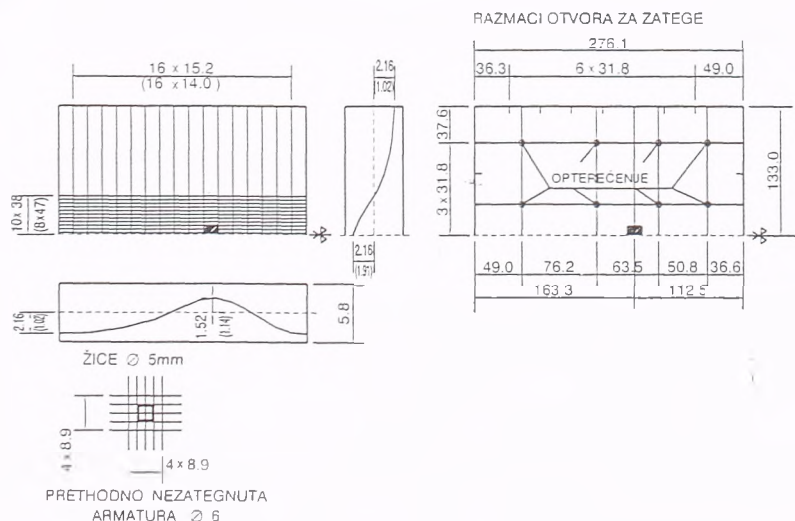
Najveći broj eksperimenata izveden je na izdvojenim modelima koji predstavljaju zonu ploče oko stuba, unutrašnjeg ili ivičnog, koja je ograničena linijom kontrafleksije (radijalni momenti jednaki nuli), slika 2.16. Pri tome, opterećenje se nanosi kroz stub, a oslonci su po obodu, ili se opterećenje nanosi po obodu modela, a stub je oslonac. Po mišljenju autora, ovakvi modeli ne opisuju ponašanje prototipa (kontinualne ploče) na adekvatan način iz više razloga: statički su određeni, pa nema preraspodele sila koja postoji u realnoj ploči, zbog nedostatka kontinuiteta nema membranskih sila koje povećavaju nosivost na probijanje, a kod ivičnih i ugaonih stubova ovakvi konturni uslovi u modelu deformacijski ne odgovaraju prototipu. Stoga su, za modeliranje veze sa srednjim stubom izabrali model koji obuhvata celo polje (od sredine polja do sredine polja), ali sa ukleštenim ivicama (sprečena rotacija, slobodno vertikalno pomeranje), što odgovara prototipu.



Slika 2.17 Modeli Burns-a i Smith-a

Modeli su izrađeni u razmeri 1:3, pri čemu su 3 modela imala kontrolisane konturane uslove (uklještene ivice), a 4 slobodne ivice, kao kod Burns-a i Smith-a (njihovi modeli takođe predstavljaju celo polje ploče-prototipa, ali su ivice slobodne a opterećenje se nanosi po liniji kontrafleksije). Naime, pretpostavka autora je da deo modela izvan linija kontrafleksije sprečava bočno širenje dela ploče unutar linija, i na taj način se pri deformisanju ploče unose membranske sile pritiska koje postoje u realnoj kontinualnoj ploči, slika 2.17.

Modeli su prikazani na sl. 2.18. Sistem za nanošenje opterećenja je napravljen tako da se polja ploče mogu nezavisno opterećivati, odnosno da se može naneti nejednako vertikalno opterećenje što izaziva neizbalansirani moment savijanja na vezi između ploče i stuba.



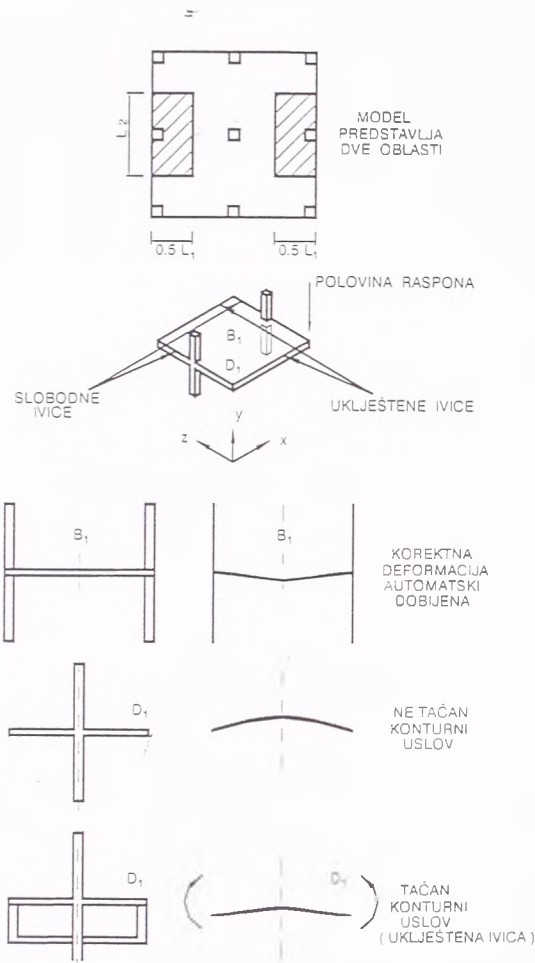
Slika 2.18 Dispozicija modela i detalji kablova i armature (Franklin i Long)

Zaključci autora su sledeći:

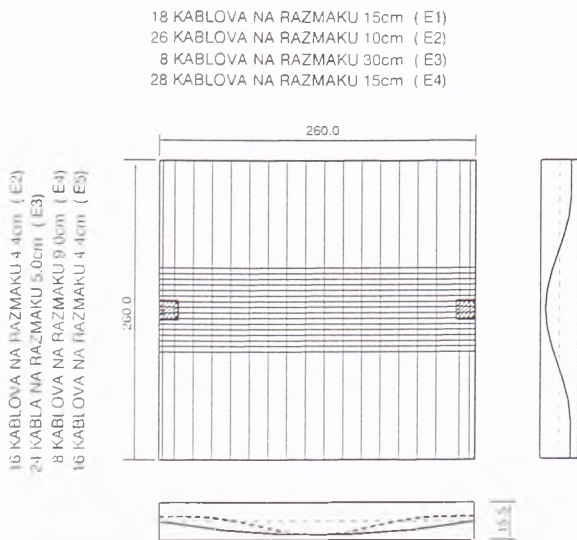
- modeli koji imaju uklještene ivice dobro opisuju ponašanje ploče-prototipa;
- grupisanje kablova u traci iznad stubova ograničava zonu (konus) probijanja, ali je dodatna prethodno nezategnuta armatura potrebna u kritičnim zonama ploče radi postizanja odgovarajuće nosivosti i duktilnosti;
- povećanje napona u kablovima u trenutku loma je iznosilo do 12%;
- u modelima u kojima je veza između stuba i ploče bili opterećena i momentom savijanja, tečenje armature se javilo u ploči na strani stuba koja je zategnuta i lom je počeo od tog preseka;
- ACI-ASCE metod proračuna (iz 1974) značajno potcenjuje stvarnu nosivost modela.

Cleland i Long - 1983.

Cleland i Long [9] su ispitali do loma 5 uzoraka koji predstavljaju vezu između prethodno napregnute ploče i ivičnog stuba. Konturni uslovi su izabrani tako da modeli, prema



Slika 2.19 Konturni uslovi u modelima Cleland-a i Long-a



Slika 2.20 Raspored i trase kablova u modelima Cleland-a i Long-a

mišljenju autora, najbolje opisuju ponašanje prototipa, slika 2.19, ali u razmeri 1:4. To znači da model predstavlja šrafirane oblasti na slici 2.19, sa dve uklještene ivice (sredina polja u prototipu) i dve slobodne ivice (slobodne ivice i u prototipu).

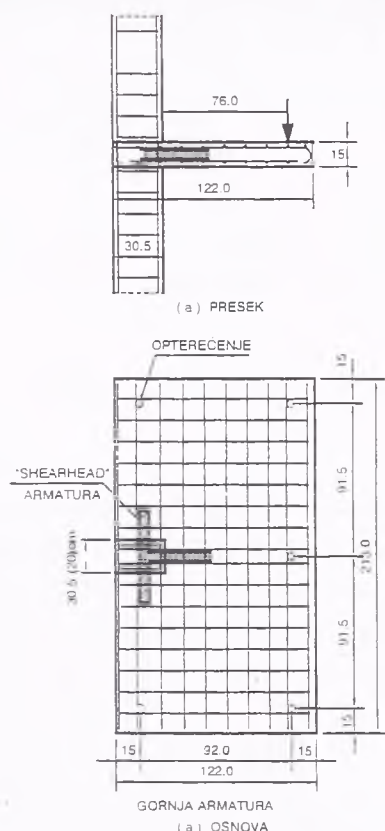
Osnovne promenljive su bile: nivo prethodnog naprezanja (od 1.17 MPa do 3.52 MPa), raspored kablova i trasa kablova, slika 2.20. Prema autorima, u svim slučajevima lom je bio usled probijanja jednog od stubova kroz ploču, iznenadan i uz oslobađanje značajne energije.

Autori su došli do sledećih zaključaka:

- prisustvo prethodno nezategnute armature je od najvećeg značaja za duktilno ponašanje prethodno napregnutih ploča pri lomu;
- nivo prethodnog naprezanja ima mali uticaj na graničnu nosivost na probijanje (povećanje napona prethodnog naprezanja 3 puta dovodi do povećanja nosivosti na probijanje od svega 37%);
- povećanje napona u kablovima bez spoja sa betonom u trenutku loma iznosi 5%-10%, što je značajno manje od onoga što preporučuje ACI 318-77;
- izmerene granične sile loma se relativno dobro slažu sa ACI propisima, ali ako se u jednačinu (2.2.2) unese lokalni napon prethodnog naprezanja u odnosu na efektivnu širinu, a ne prosečan napon u odnosu na širinu celog polja (u slučaju "banded" kablova ovde postoji značajna razlika).

2.2.2 Armiranobetonске ploče

Hawkins i Corley - 1974.



Hawkins i Corley /10/ su ispitali 14 izdvojenih modela koji predstavljaju vezu ivičnog stuba i ploče, u osnovi dimenzija 213 cm x 122 cm i debljine ploče 15 cm. Opterećenje je nanošeno po obodu, a modeli su oslonjeni horizontalno i vertikalno preko stuba, slika 2.21. Svi modeli su sadržavali takozvanu "shearhead" armaturu, dakle čelične "I" profile ugrađene u ploču. Glavne promenljive su bile dimenzije ovih profila. Cilj ispitivanja je bio da se utvrdi ponašanje veze između ivičnog stuba i ploče koja ima "shearhead" armaturu. Zaključci ispitivanja su stoga vezani za primenu ove vrste armature i preporuke za promenu propisa, pošto u tadašnjim američkim propisima nije bila dozvoljena upotreba "shearhead" armature za ivične i ugaone stubove.

Slika 2.21 Modeli u ispitivanju Hawkins-a i Corley-a

Stamenković i Chapman - 1974.

Stamenković i Chapman /11/ su napravili veliku seriju ispitivanja - 52 izdvojena modela koji predstavljaju vezu između ploče i srednjeg, ivičnog i ugaonog stuba, opterećenih samo vertikalnim, samo horizontalnim i kombinacijom vertikalnog i horizontalnog opterećenja. Modeli su u osnovi kvadratnog oblika, dimenzija 90.0 cm x 90.0 cm, debljine ploče 7.60 cm, što znači da se radi o dosta umanjenoj razmeri (oko 1:3). Modeli koji su predstavljali ivični stub su imali jednu slobodnu ivicu, duž preostale tri su bili slobodno oslonjeni, a vertikalno i horizontalno opterećenje je nanošeno preko stuba (horizontalno opterećenje je nanošeno tako da proizvodi, u jednom slučaju, momenat oko ose paralelne ivici ploče, a u drugom slučaju, tako da proizvodi momenat oko ose upravne na ivicu ploče).

Na osnovu svojih ispitivanja, autori su došli do sledećih zaključaka:

- a. granična nosivost na smicanje (probijanje) unutrašnjeg, ivičnog i ugaonog stuba za slučaj samo vertikalnog opterećenja V_u može se sračunati pomoću Moe-ove formule (poglavlje 2.3.1), koja se modifikuje faktorom 0.9. U slučaju ivičnih i ugaonih stubova Moe-ova formula se još modifikuje i faktorom koji predstavlja odnos obima kritičnog preseka (na udaljenosti od ivice stuba jednakoj debljini ploče) za ivični (ugaoni) stub i obima kritičnog preseka za unutrašnji stub. Ovo nije dosledno s obzirom da je Moe-ov kritični presek na ivici stuba;

b. u slučaju kombinovanog dejstva vertikalnog i horizontalnog opterećenja (onog koje proizvodi momenat oko ose paralelne slobodnoj ivici ploče), dakle kada postoji vertikalno opterećenje i momenat upravan na ivicu ploče na vezi između ploče i ivičnog stuba, rezultati ispitivanja se mogu aproksimirati interakcionim dijagramom:

$$\left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_u}\right)^2 = 1 \quad (2.2.4)$$

gde je V_u granična nosivost na smicanje u slučaju delovanja samo vertikalnog opterećenja, a M_u kombinovana nosivost na savijanje i torziju, koja se može sračunati prema:

$$M_u = 0.9 A_s f_y d_1 \left(1 - 0.59 \frac{p f_y}{f_c}\right) + k_t \frac{A_{st} f_y}{bd} d^2 \left(b - \frac{d}{3}\right) \quad (2.2.5)$$

gde je:

- A_s - površina zategnute armature koja prolazi kroz stranu stuba upravno na ravan momenta (paralelno zatezanju od momenta),
- A_{st} - površina transverzalne armature koja prolazi kroz stranu stuba paralelno ravni momenta (upravno na zatezanje od momenta),
- b - dužina strane stuba paralelno ravni momenta,
- d - debljina ploče,
- d_1 - statička visina ploče,
- f_y - granica tečenja čelika,
- f_c - čvrstoća betona na cilindru,
- p - koeficijent armiranja,
- k_t - koeficijent trenja u izrazu za torzionu nosivost, određen iz ispitivanja $k_t=0.7$.

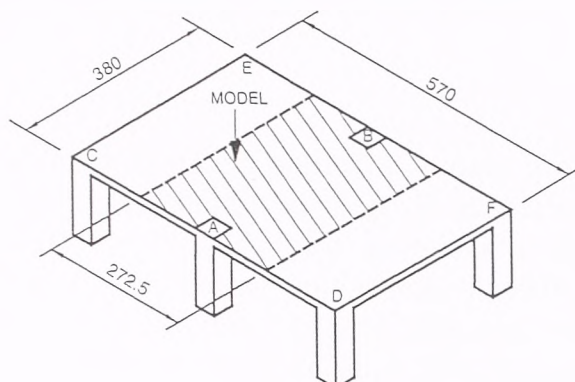
Jednačina (2.2.4) pretstavlja u stvari krug, a interakcioni dijagram četvrtinu tog kruga u koordinatnom sistemu sa osama M/M_u i V/V_u . Slučaj opterećenja ivičnog stuba momentom paralelnim ivici ploče je isti kao i slučaj opterećenja unutrašnjeg stuba bilo kojim momentom, tj. interakcioni dijagrami su linearni.

Hall i Rangan - 1983.

Hall i Rangan /12/ su testirali 4 modela, sa dimenzijama kao na slici 2.22, što znači da su modeli predstavljali dva ivična polja u razmeri oko 1:2. Test stubom autori su smatrali stub A. Jedan model je imao ivičnu gredu duž ivice CAD, a preostala tri su bila bez ivičnih greda duž pomenute ivice. Osnovni cilj ispitivanja je bio da se odredi na koji način se raspodeljuju sile i momenti oko ivičnog stuba i da se razviju odgovarajući izrazi za momenat na prednjoj strani stuba i torziju na bočnim stranama stuba. Opterećenje je nanošeno u više tačaka ploče kao jednako podeljeno, a merene su reakcije stuba, kao i dilatacije u armaturi i betonu kako bi se dobila raspodela momenata savijanja i smicanja oko stuba.

Iz merene poprečne raspodele momenta upravnog na ivicu ploče, autori su došli do zaključka da ploču treba podeliti na "grednu" traku (širina jednaka širini stuba plus $d/2$ levo i desno) i ostatak koji nazivaju traka "ploče". U zavisnosti od dimenzija stuba, postojanja ivične grede, i stanja isprskalosti preseka ploče, dali su izraze za veličinu onog dela momenta savijanja (u odnosu na totalni moment-reakciju stuba) i onog dela

transverzalne sile (opet u odnosu na ukupnu transverzalnu silu kao reakciju stuba) koji se prenosi preko "gredne" trake, praktično na širini stuba. Ostatak momenta savijanja i transverzalne sile se prenosi ivičnom trakom ploče kao torzija i smicanje na spoju ivične trake i stuba.



Slika 2.22 Dispozicija modela u ispitivanju Hall-a i Rangan-a

Na osnovu svojih modela došli su do zaključka da su bočne strane stuba (na spoju sa ivičnom trakom) daleko više opterećene, i na smicanje i na torziju, nego prednja strana stuba (na spoju sa "grednom" trakom) na smicanje i savijanje. Recimo, u modelu koji je imao najširi stub, nakon pojave prslina, "gredna" traka je nosila samo 0.26V, gde je V reakcija stuba (ukupna transverzalna sila na širini polja), a svaka od bočnih strana po 0.37V. Iz ovih rezultata autori su izveli zaključak da su kritične zone u stvari bočne strane stuba, a ne prednja strana.

Rangan - 1990.

U nastavku ispitivanja Rangan /13/ je testirao još 4 uzorka, ali ovoga puta modeli su bili slobodno oslonjeni duž linije koja pretstavlja liniju kontrafleksije, a opterećenje je nanošeno kao jednako podeljeno na ploči. Jedan model je imao ivičnu gredu sa zatvorenim torzionim uzengijama. Od preostala tri modela, jedan je imao torzione uzengije u ivičnoj traci (ivična traka jednaka širini stuba), a druga dva nisu. Cilj istraživanja je bio da se ispita uticaj postojanja ivične grede, odnosno zatvorenih torzionih uzengija, na graničnu nosivost veze između ivičnog stuba i ploče. Takođe je ispitivan i uticaj koncentracije armature za prijem zatezanja od savijanja u blizini stuba.

Rezultat ispitivanja je, prema autoru, bio sledeći: lom u sva tri modela koja nisu imala ivičnu gredu bio je posledica kombinovanog dejstva momenta i sile smicanja koji se prenose sa ploče na stub; postojanje ivične grede u četvrtom modelu je sprečilo pojavu loma usled probijanja.

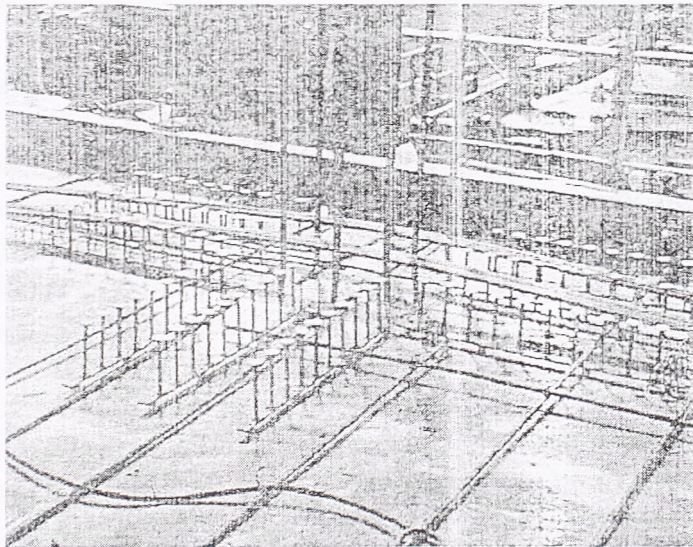
Zaključci koje je autor izveo su:

- ivična greda, čak i male visine sa nominalnom količinom zatvorenih uzengija može efikasno da spreči lom usled probijanja;
- zatvorene uzengije u ivičnim trakama ploče, i kad ne postoji ivična greda, povećavaju nosivost na probijanje;
- granična nosivost na probijanje značajno zavisi od odnosa momenta i vertikalne sile koja se prenosi na stub;

- d. dovodi se u pitanje efikasnost koncentracije zategnute armature u blizini stuba;
- e. autor ponovo dokazuje da raspodela momenta na deo koji se prenosi savijanjem i deo koji se prenosi ekscentričnim smicanjem prema ACI propisima nije korektna, tj. da je deo momenta koji se prenosi "ekscentričnim smicanjem", tj. torzijom i smicanjem na bočnim stranama, značajno veći nego prema ACI propisima.

Mortin i Ghali - 1991.

Ghali se dosta bavio proučavanjem uticaja poprečne armature na graničnu nosivost veze između ploče i stuba na probijanje. Jedno od njegovih eksperimentalnih ispitivanja /14/ koje se odnosi na vezu ivični stub-ploča biće navedeno ovde. Autori su testirali 6 izdvojenih modela u prirodnoj veličini, dimenzija u osnovi 140.0cm x 190.0 cm, koji su na tri strane slobodno oslonjeni a na sredini četvrtke, slobodne ivice se nalazio stub preko koga se nanosi vertikalno i horizontalno opterećenje. Debljina ploče je bila 15.0 cm. Dva modela su bila bez poprečne armature, a četiri su imala specijalnu poprečnu armaturu, kao na sl. 2.23.



Slika 2.23 Specijalno oblikovana poprečna armatura u modelima Mortin-a i Ghali-a

U oba modela koja nisu imala ovu armaturu, lom je, prema autorima, bio usled probijanja, a u preostalim uzorcima lom se može okarakterisati kao lom usled savijanja. Zaključci autora su sledeći:

- a. specijalno oblikovana i ankerovana poprečna armatura može značajno da poveća nosivost veze između ivičnog stuba i ploče na probijanje; prema autorovim rezultatima, od 40% do 60%;
- b. takođe, ova armatura povećava duktilnost veze; deformacije modela koji su imali poprečnu armaturu su bile skoro duplo veće od deformacija onih modela koji ovu armaturu nisu imali, pri istom nivou opterećenja;
- c. postojanje ove armature može transformisati lom usled probijanja u lom usled savijanja;
- d. u kritičnom preseku koji se nalazi na udaljenosti jednako $d/2$ od ivice stuba, maksimalni naponi smicanja se javljaju u unutrašnjim tačkama kritičnog preseka (mada to zavisi od odnosa M i V), a u slučaju udaljenijih kritičnih preseka, maksimalni naponi smicanja se mogu javiti na slobodnoj ivici (ovo je u skladu sa teorijom o linearnoj promeni napona u kritičnom preseku);

e. autori daju neke preporuke u vezi sa konstruisanjem poprečne armature ovog oblika.

Gardner i Xiao-yun Shao - 1996.

Gardner i Shao /17/ su testirali jedan model ploče direktno oslonjene na stubove koji je imao 4 cela polja u razmeri 1:2, tako da su ukupne dimenzije modela bile 587.0 cm x 587.0 cm u osnovi (raspon jednog polja 274 cm), a debljina ploče je bila 14.0 cm. Model je dakle imao 4 ugaona, 4 ivična i 1 unutrašnji stub, i bio je oslonjen na stubove, a opterećenje je nanošeno kao jednako podeljeno po celoj površini ploče.

Prvi lom se desio na unutrašnjem stubu, nakon čega su autori, da bi se ispitivanje moglo nastaviti, poduprli taj deo ploče, i nastavili sa povećavanjem opterećenja, dok nije došlo do loma i nad ivičnim stubovima. Ponavljanje iste procedure, podupiranje i nastavak opterećivanja, dovelo je konačno i do loma nad ugaonim stubovima. Na osnovu slike prslina, kao i njihove širine, autori su zaključili da su svi lomovi bili kombinacija savijanja i probijanja, tj. da je došlo do loma usled probijanja pri razvijenom tečenju armature.

Autori su izveli sledeće zaključke:

- a. u pravilno projektovanoj ploči koja ima slične koeficijente armiranja u zonama ivičnih, ugaonih i unutrašnjih stubova, najkritičnija je veza između unutrašnjeg stuba i ploče kada je probijanje u pitanju;
- b. u svim vezama, lom usled probijanja se desio kada je već bila razvijena slika prslina od savijanja, iz čega autori zaključuju da probijanje nije samo problem smicanja, već i savijanja, te da bi "strut and tie" modeli bili adekvatniji za opisivanje ove vrste loma;
- c. linearni dijagrami interakcije momenat-vertikalna sila za ivične i ugaone stubove su, prema autorima, adekvatni, ali je primena jednostavne metode povećanja nominalnog napona smicanja u kritičnom preseku množenjem nekim koeficijentom dovoljno tačna i jednostavnija za primenu.

U nastavku će biti prikazana i dva eksperimentalna ispitivanja ponašanja veze između ivičnog stuba i ploče pod dejstvom cikličnog bočnog (horizontalnog) opterećenja, što bi trebalo da da odgovore na pitanja vezana za krutost i nosivost ovakvih veza u slučaju delovanja zemljotresa.

Ahmadi i Gibert - 1990.

Ahmadi i Gilbert /18/ su napravili eksperimentalno ispitivanje ponašanja modela veze ivični stub-ploča pod istovremenim dejstvom cikličnog bočnog i vertikalnog gravitacionog opterećenja. Za testiranje su izabrali model koji sadrži dva ivična stuba i sprečenu rotaciju na podužnim ivicama modela koje predstavljaju liniju maksimalnih momenata u susednom poljima. Ovaj tip modela je već opisan, slika 2.19. Ispitali su osam ovakvih modela u razmeri 1:3. Cilj ispitivanja je bio da se ispita uticaj bočnog cikličnog opterećenja na deformacione karakteristike i graničnu nosivost veze između ploče i ivičnog stuba. Promenljive su bile odnos strana stuba, koeficijent armiranja i veličina "shearhead" armature.

Bočno opterećenje je statičko i nanošeno kao prinudna deformacija vrhova stuba, koja se monotono povećava i u jednom i u drugom smeru. Došli su do sledećih zaključaka:

- slika prslina je kod svih modela bila slična - kombinacija prslina koja odgovara lomu usled probijanja i prslina usled torzije; ove poslednje su naročito bile izražene u modelima koji su imali "shearhead" armaturu i najveći odnos strana stuba;
- bočne deformacije vrhova stubova su u trenutku loma iznosile oko 3% do 4.5% od spratne visine;
- povećanje odnosa strana stuba, odnosno povećanje dimenzija bočnih strana povećava nosivost na bočno opterećenje; povećanje dimenzije stuba paralelne slobodnoj ivici vrlo malo utiče na graničnu nosivost;
- "shearhead" armatura takođe značajno utiče na povećanje nosivosti veze i to kako na bočna opterećenja, tako i za slučaj samo gravitacionog opterećenja, i to reda veličine oko 30%.

Slično ispitivanje su sprovedili i **Robertson i Durrani** /19/. Njihovi zaključci su uglavnom vezani za komentar onog dela ACI propisa koji tretira ovu oblast, pa ovde neće biti pominjani.

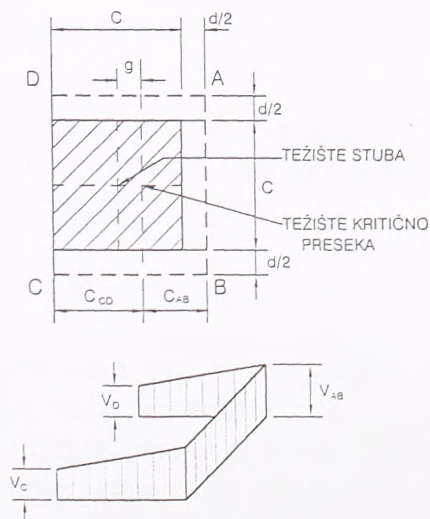
2.3 Analitička istraživanja

Dosadašnja analitička istraživanja se mogu podeliti u pet osnovnih grupa:

- metode zasnovane na pretpostavci o linearnoj promeni smičućih napona u kritičnom preseku ploče;
- metode zasnovane na elastičnoj teoriji ploča;
- gredne analogije;
- lokalni mehanički modeli;
- metode zasnovane na teoriji plastičnosti.

2.3.1 Analitičke metode zasnovane na pretpostavci o linearnoj promeni smičućih napona u kritičnom preseku ploče

Svim metodama predstavljenim ovde zajednička je pretpostavka o linearnoj promeni smičućih napona u kritičnom preseku ploče. Razlikuju se u pretpostavljenom položaju kritičnog preseka i veličini faktora K kojim se određuje deo neizbalansiranog momenta savijanja koji izaziva smičuće napone u kritičnom preseku. Slika 2.24 pokazuje linearnu raspodelu smičućih napona u okolini ivičnog stuba.

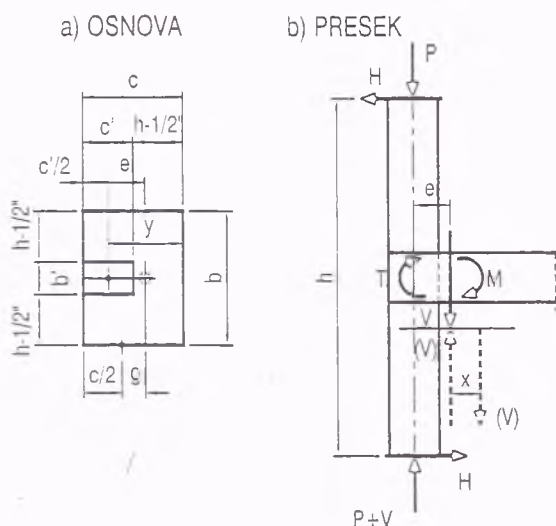


Slika 2.24 Linearna raspodela smičućih napona u kritičnom preseku ploče

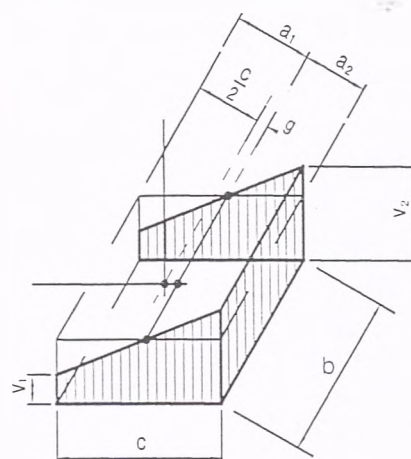
Di Stasio i Van Buren - 1960.

1960. godine Di Stasio i Van Buren /20/ su objavili metod za proračun napona na vezi stuba i ploče koja prenosi, pored

sile, i neizbalansirani moment savijanja. Iako je stvarna raspodjela napona veoma složena, Di Stasio i Van Buren su pretpostavili da se smičući naponi koji potiču od transverzalne sile i dela momenta savijanja, menjaju linearno u zavisnosti od udaljenosti od težišta kritičnog preseka. Kritični presek je usvojen na udaljenosti od $(h-1.5)$ u inčima, od ivice stuba. Za sračunavanje smičućih napona od momenta savijanja koristi se koncept ekvivalentnog polarnog momenta inercije kritičnog preseka. Ostatak neizbalansiranog momenta savijanja se prenosi savijanjem ploče i zavisi od količine armature za savijanje u kritičnom preseku. Naponi se ograničavaju na dopuštene vrednosti, prema teoriji dopuštenih napona. Ovde će njihov predlog biti izložen detaljno, s obzirom da predstavlja osnovu proračuna ekscentrično opterećenih veza u američkim propisima i danas.



Slika 2.25 Sile u kritičnom preseku ploče



Slika 2.26 Karakteristike kritičnog preseka

Na slici 2.25 prikazane su sile koje deluju na vezi ivičnog stuba i ploče. U osnovi je prikazan položaj kritičnog preseka koji se nalazi na udaljenosti od $(h-1.5)$ u inčima, ili $(h-3.81)$ u cm, od ivice stuba. Ukupni moment koji deluje u težištu veze je dat kao Hh . U kritičnom preseku, ovom momentu se opiru moment M na širini b , zatim moment Ve , gde je V ukupna transverzalna sila u kritičnom preseku a e rastojanje od težišta kritičnog preseka do težišta stuba, i torzioni moment T na bočnim stranama kritičnog preseka. Ravnoteža momenata se onda može napisati kao:

$$Hh = M + Ve + T \quad (2.3.1)$$

Veličina momenta M je određena količinom armature na širini kritičnog preseka b , tj. to je moment nosivosti na savijanje preseka ploče širine b . Kada je on određen, jednačina (2.3.1) se može napisati:

$$T = Hh - M - Ve \quad (2.3.2)$$

Transverzalnu silu V i moment torzije T , s obzirom da obe veličine izazivaju smičuće napone, treba posmatrati zajedno. Autori su smatrali da je za proračun smičućih napona od momenta torzije u ovom slučaju neprimenjiv St. Venant-ov tip formule, već da je korišćenje polarnog momenta inercije kritičnog preseka jednostavnije i sasvim zadovoljavajuće. Za određivanje napona u kritičnom preseku, sila V i moment T se mogu predstaviti kao dve jednake sile V ali suprotnog smera. u težištu, i kao spreg $Vx=T$, kao

što je prikazano na slici 2.25. Ako se sa A obeleži površina kritičnog preseka, sa J polarni moment inercije, sa a_1 i a_2 veličine kao na slici 2.26, onda V/A predstavlja osredjeni smičući napon, a $-Ta_1/J$ i $+Ta_2/J$ dodatke u ivičnim vlaknima kritičnog preseka. Odnosno, najmanji i najveći smičući napon u kritičnom preseku se može sračunati kao:

$$v_1 = \frac{V}{A} + \frac{(Hh - M - Ve)a_2}{J} \quad (2.3.3)$$

$$v_2 = \frac{V}{A} - \frac{(Hh - M - Ve)a_1}{J} \quad (2.3.4)$$

Karakteristike kritičnog preseka (u slučaju ivičnog stuba, on se sastoji od tri strane) se sračunavaju na sledeći način:

$$e = y - \frac{c}{2} + g \quad (2.3.5)$$

$$g = \frac{bc}{2(2c + b)} \quad (2.3.6)$$

$$a_1 = \frac{c}{2} + g \quad (2.3.7)$$

$$a_2 = \frac{c}{2} - g \quad (2.3.8)$$

$$A = (2c + b)h \quad (2.3.9)$$

$$J = \frac{2hc^3}{12} + \frac{2ch^3}{12} + 2chg^2 + bh \left[\frac{c}{2} - g \right]^2 \quad (2.3.10)$$

Moe - 1961.

Veliku seriju ispitivanja napravio je 1961. godine američki istraživač Moe [21]. Moe je ispitivao samo modele sa srednjim stubovima (43 modela), ali je jedna serija od 12 modela napravljena tako da je srednji stub ekscentrično opterećivan. Za kritičan presek za određivanje granične nosivosti ploče na probijanje usvojen je presek na ivici stuba.

Prema Moe-u, može se javiti nekoliko vrsta loma usled probijanja. Da bi se napravila razlika između njih, Moe je uveo sledeće oznake:

V_i - transverzalna sila pri kojoj se formira kosa prslina.

V_e - transverzalna sila koja izaziva lom pritiskute zone betona iznad kose prsline,

V_{flex} - transverzalna sila koja odgovara graničnom kapacitetu ploče na savijanje.

Vrste loma se onda mogu razvrstati na sledeći način:

- $V_i < V_e < V_{flex}$, javiće se lom usled kombinovanog pritiska i smicanja - "shear-compression failure";
- $V_e < V_i < V_{flex}$, lom će se javiti u trenutku formiranja kose prsline - "inclined tension failure";
- $V_i < V_{flex} < V_e$, lom će biti usled savijanja ali nakon formiranja kose unutrašnje prsline;

d) $V_{ilex} < V_{13}$, lom će biti usled savijanja ali pre formiranja kose unutrašnje prsline.

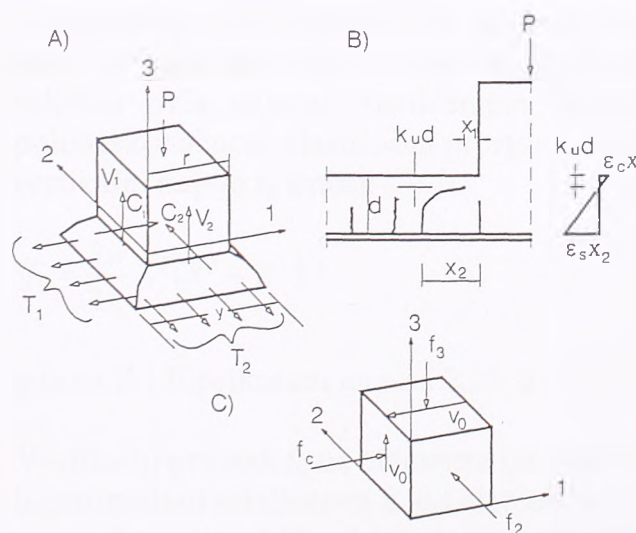
Granična nosivost na savijanje se može sračunati pomoću linija loma i nije predmet ovog rada. Pažnja će biti posvećena silama V_1 i V_e .

Autor smatra da položaj kritičnog preseka zavisi od vrste loma. Ukoliko je u pitanju "shear-compression" tip loma, u kom slučaju se formira kosa unutrašnja prsline koja se prostire sve do pritisnute zone betona, nosivost ploče je funkcija nosivosti uske pritisnute zone betona, pa bi se kritičnim presekom trebao smatrati presek na ivici opterećene površine.

U slučaju "inclined tension loma", situacija nije tako jasna. Ako se sprovede analiza na većem broju eksperimentalnih uzoraka, dobija se najmanja varijacija napona ($\frac{v_u}{\sqrt{f_c}}$) u

preseku koji se nalazi na udaljenosti $d/2$ od ivice opterećene površine (d -statička visina ploče). Prema tome, opterećenje koja izaziva pojavu kose prsline treba računati na osnovu napona u kritičnom preseku na udaljenosti $d/2$ od opterećene površine, dok opterećenje koje će dovesti do "shear-compression" loma treba računati na osnovu napona u kritičnom preseku na ivici opterećene površine.

Da bi rešio pitanje nosivosti ploče na probijanje, Moe je razmatrao naponsko stanje u ploči nakon formiranja kose unutrašnje prsline. Na slici 2.27 prikazan je konus probijanja, odnosno deo ploče koji će se probiti. Dejstvo ostatka ploče, na ovaj deo, nakon formiranja kose prsline, označeno je rezultujućim silama V , C i T . Membranske sile i dejstvo "trna" Moe je posebno razmatrao. Naponi koji deluju na malu kocku u okviru pritisnute zone betona su:



- a) vertikalni smičući naponi v_0
- b) direktni napon pritiska f_c
- c) vertikalni napon pritiska f_3
- d) bočni napon pritiska f_2

Veličina i raspored ovih napona, kao i glavnih napona biće prikazana nadalje.

a) *Vertikalni smičući naponi v_0* . Najveći deo transverzalne sile prenosi se pritisnutom zonom betona iznad kose prsline, znatno manji deo membranskim dejstvom i dejstvom trna u zategnutoj armaturi, a takođe mali deo se prenosi trenjem u kosim prslinama, pošto one imaju veliku širinu u trenutku loma. Raspodela smičućih napona po visini pritisnute

Slika 2.27 Stanje napona u ploči u okolini stuba nakon formiranja kose prsline, Moe

zone betona i po dužini obima kritičnog preseka nije ravnomerna, jer je transverzalna sila skoncentrisana u uglovima opterećene površine. S druge strane malo se zna o raspodeli smičućih napona po visini pritisnute zone betona. Zato je autor pretpostavio da je moguće računati sa osrednjenom vrednošću napona, prema formuli:

$$v_0 = \frac{V_c}{bk_u d} \quad (2.3.11)$$

gde je V_c transverzalna sila koja se prenosi pritisnutom zonom betona, a $k_u d$ osrednjena visina ove zone.

b) *Direktni napon pritiska f_c* . I ovi naponi su promenljivi, kako po visini pritisnutog betona, tako i po dužini kritičnog preseka. Samo, za razliku od transverzalnih sila, ovi naponi su skoncentrisani, prema Moe-u, oko sredine ivica opterećene površine, a ne u uglovima. Iz uslova ravnoteže se može sračunati ukupna sila pritiska C :

$$C = T = pydf_s \quad (2.3.12)$$

gde je f_c napon u armaturi, p koeficijent armiranja, a y prema slici 2.28. Ako se uzme u obzir uticaj prslina od savijanja na srednji ugao kose prsline, može se razumno pretpostaviti da je:

$$y = r + d \quad (2.3.13)$$

gde je d statička visina ploče, a r strana stuba. Osrednjena vrednost napona pritiska f_c može se onda sračunati:

$$f_c = \frac{C}{k_u dr} = \frac{1}{k_u} \left(1 + \frac{d}{r}\right) pf_s \quad (2.3.14)$$

c) *Vertikalni napon pritiska f_3* . Pošto uticaj ovih napona na graničnu nosivost na probijanje može biti značajan, važno je pokušati proceniti njihovu veličinu. Moe je približno odredio veličinu ovih napona korišćenjem Boussinesq-ove formule za vertikalni pritisak u polubeskonačnom elastičnom prostoru, opterećenom na površini [22]. Prema ovoj formuli vertikalni napon f_3 iznosi:

$$f_3 = \frac{3w}{2\pi} Z^3 (R^2 + Z^2)^{-\frac{5}{2}} \quad (2.3.15)$$

gde su Z i R prikazani na slici 2.28, a w je koncentrisano opterećenje.

Vertikalni pritisak f_3 na elementu od raspodeljenog linijskog opterećenja intenziteta w na horizontalnoj udaljenosti x_0 od elementa, može se dobiti integracijom formule (2.3.15) od $y=-\infty$ do $y=+\infty$ (slika 2.28). Na toj slici takođe je prikazana i uticajna linija dobijena na ovaj način, za vertikalni pritisak u tački na 0.5 inča (1.25 cm) ispod površine tela, od linijskog opterećenja w na udaljenosti x_0 od elementa. Integracijom uticajne linije može se dobiti vertikalni pritisak i od površinskog opterećenja. Slika 2.28 takođe pokazuje da opterećenje na udaljenosti većoj od 1 inča (2.54 cm) od posmatrane tačke ima vrlo malo uticaja na veličinu vertikalnog pritiska na 0.5 inča (1.25 cm) ispod površine ploče.

Moe je posmatrao vertikalni napon f_3 u kritičnom preseku na udaljenosti 0.25 inča (0.64 cm) od ivice stuba i 0.5 inča (1.25 cm) ispod površine ploče. Ako se pretpostavi da je

reakcija stuba skoncentrisana u trakama širine 0.75 inča (1.9 cm) duž ivica stuba, može se pokazati da je:

$$f_3 = 0.236 \frac{P}{0.75b} = 0.315 \frac{P}{b} \quad (2.3.16)$$

gde koeficijent 0.236 odgovara šrafiranoj površini uticajne linije na slici 2.28. Moe je pretpostavio da je kod testiranih ploča $k_v=0.2$ i $V_c=0.9P$, pa je:

$$v_0 = \frac{V_c}{0.9b} = \frac{P}{b} \quad (2.3.17)$$

odakle je:

$$f_3 = 0.315v_0 \quad (2.3.18)$$

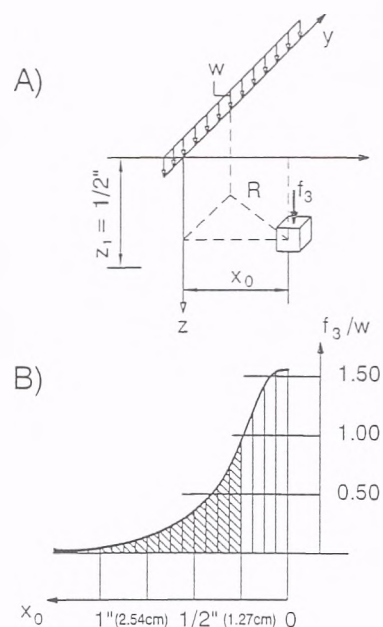
Moe je na ovaj način izrazio vertikalni napon u ploči u funkciji smičućeg napona v_0 , a takođe je smatrao da se ovaj napon menja duž ivice stuba kao i v_0 .

Upotreba Boussinesq-ove formule može biti problematična, pošto je debljina ploče relativno mala u odnosu na ostale dimenzije ploče. Međutim, Moe je iz Timošenkove analize vertikalnih napona u gredi opterećenoj koncentrisanom silom, u kojoj je pokazao da vertikalni naponi u gornjem delu grede veoma malo zavise od prisustva donje ivice grede, zaključio da slično važi i za ploče. Međutim, mnogo je teže proceniti uticaj prslina na raspodelu vertikalnih napona. Nakon pojave kose prsline, najveći deo opterećenja se transportuje direktno u pritisnutu zonu betona (udeo dela ploče između kose prsline i stuba u prenošenju opterećenja opada), zbog čega se sigurno povećavaju vertikalni naponi u kritičnom preseku ploče.

d) *Bočni napon pritiska f_2* . Bočni pritisci potiču od savijanja oko ose upravne na deo kritičnog preseka koji se razmatra. Iz merenja na svojim modelima, Moe je pokazao da su ovi pritisci takođe skoncentrisani u uglovima stuba i da postepeno opadaju ka sredini stuba. Prema Moe-u, na veličinu bočnih pritisaka utiče odnos veličine strane stuba i debljine ploče.

e) *Glavni naponi*. Ako se zanemare male komponente napona od torzionih momenata, onda je bočni napon pritiska f_2 istovremeno i glavni napon. Ostali glavni naponi se sračunavaju iz klasičnih obrazaca teorije elastičnosti. Moe je zaključio da odnos f_3/v_0 značajno utiče na veličinu najmanjeg glavnog napona f_{III} .

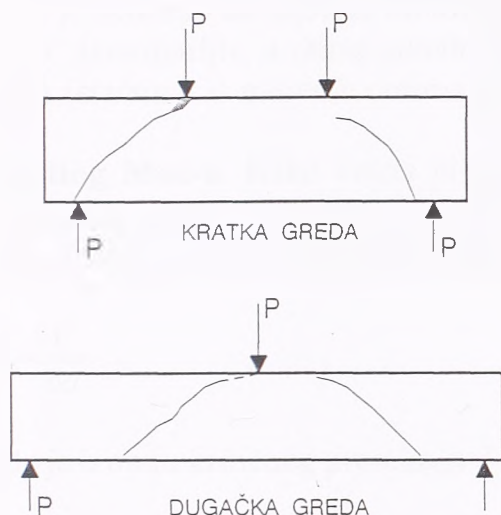
Da bi objasnio mehanizam loma ploča usled probijanja Moe je napravio poređenje između greda i ploča. Eksperimenti su pokazali da se u pločama mogu razviti znatno veće vrednosti nominalnih napona smicanja od koncentrisanog opterećenja nego u gredama. Nominalni naponi smicanja u trenutku loma, sračunati prema:



Slika 2.28 Raspodela vertikalnih napona

$$v = \frac{V}{bd} \quad (2.3.19)$$

u gredama se obično kreću od $2\sqrt{f_c}$ do $4\sqrt{f_c}$, dok odgovarajuće vrednosti u pločama se kreću od $6\sqrt{f_c}$ do $9\sqrt{f_c}$. Zanemarujući lom usled proklizavanja ili cepanja duž zategnute armature, smičući lom u gredama, generalno, može se podeliti na dve vrste: "shear-compression" lom ili "inclined tension" lom, slika 2.29.



Slika 2.29 Lom usled smicanja u gredama

Kratke grede obično imaju "shear-compression" lom. S obzirom da je smičući raspon mali, vrh kose prsline je blizu koncentrisane sile. Pritisnuta zona betona iznad kose prsline je praktično "ojačana" prisustvom vertikalnih napona pritiska. Ovakve grede mogu da nose znatno veće opterećenje od onog koje izaziva pojavu kosih prsline. Lom se dešava kada najveći glavni napon f_1 prekorači izvesnu granicu, ali to takođe zavisi i od veličine najmanjeg glavnog napona.

U dugačkim gredama kose prsline se formiraju na izvesnoj udaljenosti od opterećenja. U ovom slučaju vertikalni naponi pritiska u zoni iznad kose prsline biće zanemarljivi. Najmanji glavni napon, u ovim slučajevima je najčešće zatezanje, i nagli lom se dešava kada ovaj napon prekorači čvrstoću na zatezanje, što se dešava skoro odmah nakon formiranja kose prsline.

U pločama se kose prsline uvek formiraju blizu koncentrisanog opterećenja, delimično zbog toga što se obim kritičnog preseka naglo povećava sa udaljavanjem od opterećenja, a delimično zbog koncentracije velikih momenata savijanja u toj oblasti. Povoljan uticaj vertikalnih napona pritiska f_3 zato uvek postoji u pločama. To objašnjava činjenicu da je nosivost ploče uvek najmanje jednaka nosivosti odgovarajuće kratke grede. Nosivost je i mnogo veća, zbog prisustva bočnih napona pritiska, koji povećavaju nosivost betona pri pritisku (dvoosno stanje napona pritiska u odnosu na jednoosno).

$$F(f_I, f_{II}, f_{III})=0 \quad (2.3.20)$$

S obzirom da lom zavisi od veličine sva tri glavna napona, Moe je razmatrao moguću primenu uslova loma betona oblika: za određivanje granične nosivosti ploča na probijanje. Pri tome je došao do zaključka da nijedan od do tada postojećih uslova loma za beton ne opisuje dobro lom usled probijanja, odnosno znatno se razlikuje od eksperimentalnih podataka u oblastima gde su dva glavna napona f_I i f_{II} veliki, a treći glavni napon mali, što je karakteristično za probijanje.

U mnogim testiranim pločama desio se lom usled cepanja pritisnutog betona u ravni glavnih napona f_I i f_{II} . Ovakav lom je posledica velikih glavnih napona zatezanja f_{III} , ali

može takođe biti prouzrokovan i velikim glavnim naponima pritiska f_I i f_{II} u kombinaciji sa malim glavnim naponom f_{III} (zatezanja ili pritiska), upravnim na ravan loma.

Efekat "trna" i membranske sile. Pri proračunu napona smicanja u pritisnutoj zoni betona, ukupna transverzalna sila se može umanjiti za iznos koji se prenosi putem zategnute armature. Doprinos zategnute armature je posledica sledeća dva efekta:

a) efekta "trna", i

b) membranskih sila koje potiču od velikih deformacija ploče.

Moe je smatrao da nijedan od ova dva efekta nemaju veliki značaj, odnosno da je efekat "trna" zanemarljiv, a uticaj membranskih sila u većini testiranih ploča ne prelazi 6% sile loma (sračunat iz merenih deformacija i sile zatezanja u armaturi).

Predlog Moe-a. Kako visina pritisnute zone betona nije poznata a takođe ni stvarna raspodela smičućih napona, Moe je uveo nominalne vrednosti smičućih napona. Ove nominalne vrednosti, Moe sračunava prema obrascu:

$$v = \frac{V}{bd} \quad (2.3.21)$$

gde je b obim kritičnog preseka, a d statička visina ploče.

Moe je takođe uveo uticaj nosivosti na savijanje ploče na njenu graničnu nosivost na probijanje. Pri tome je kao parametar izabrao veličinu V_{flex} , što je transverzalna sila koja odgovara graničnom opterećenju koje izaziva lom usled savijanja. Vrednost veličine V_{flex} nema nikakve veze sa stvarnim mehanizmom loma. Ona odražava neke druge važne efekte, kao što je raspodela, slika prslina, veličina dilatacija u zategnutoj armaturi, veličina napona pritiska u kritičnom preseku, položaj neutralne linije u trenutku loma itd.

Interakciju između nosivosti na savijanje i smicanje ploče Moe je predstavio na sledeći način: posmatrao je slobodno oslonjenu kvadratnu ploču opterećenu koncentrisanom silom u sredini, raspona a . Ukoliko se sa a_0 označi raspon ploče pri kome su granična nosivost na savijanje i smicanje iste, onda će lom usled smicanja nastati za sve vrednosti raspona a manje od a_0 . Smanjenje raspona a ispod vrednosti a_0 znači povećanje V_{flex} , a takođe raste i granična nosivost na smicanje.

Promena granične nosivosti na smicanje kvalitativno je prikazana crta-tačka linijom na slici 2.30. V_0 je fiktivna referentna vrednost nosivosti na smicanje, prema jednačini (2.3.23). Tačka A predstavlja izbalansirani lom (nosivost na savijanje jednaka nosivosti na smicanje). Povećanje granične nosivosti na smicanje je lagano, osim u oblasti malih vrednosti V/V_{flex} , koja odgovara vrednostima raspona a manjim od širine kritičnog preseka, pod uglom od oko 45° . U ovoj oblasti granična nosivost na smicanje naglo raste zbog lokalnog uticaja oslonca na raspodelu napona i formiranje prslina.

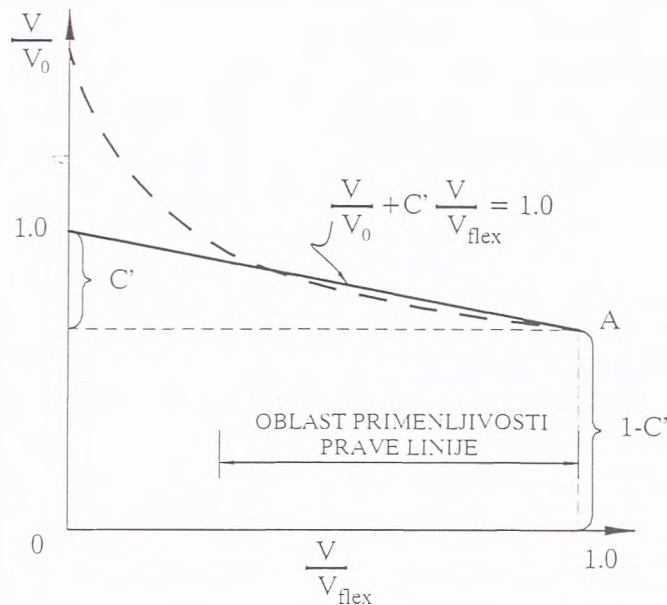
Ako se zanemari ova oblast, Moe je smatrao da se dijagram interakcije može sa dovoljnom tačnošću aproksimirati pravom linijom, odnosno jednačinom:

$$\frac{V}{V_0} + C \frac{V}{V_{flex}} = 1 \quad (2.3.22)$$

koja se može napisati i:

$$V = \frac{V_0}{1 + C' \frac{V_0}{V_{flex}}} \quad (2.3.22a)$$

gde su V_0 i C' parametri koji će kasnije biti objašnjeni.



Slika 2.30 Zavisnost nosivosti ploče na savijanje i na smicanje prema Moe-u

Veličina V_0 je referentna vrednost granične nosivosti na smicanje. Ukoliko V_{flex} teži beskonačnosti, iz jednačine (2.3.22) sledi $V=V_0$, pa je V_0 fiktivna vrednost koja bi se dobila ukoliko bi se mogao eliminisati uticaj savijanja. Moe je pretpostavio da je:

$$V_0 = A bd \sqrt{f_c} \quad (2.3.23)$$

gde je A konstanta, što znači da je granična nosivost na smicanje proporcionalna kvadratnom korenu iz čvrstoće na pritisak, zato što je lom usled smicanja vrlo često cepanje betona, što je slično lomu uzoraka izloženih zatezanju. Takođe se pretpostavlja da je čvrstoća na zatezanje betona proporcionalna kvadratnom korenu iz čvrstoće na pritisak. Neki eksperimenti pokazuju da se čvrstoća na zatezanje kreće oko $5\sqrt{f_c}$.

Ako se izrazi za V i V_0 unesu u jednačinu (2.3.22a), dobija se:

$$\frac{v}{\sqrt{f_c}} = \frac{V}{bd \sqrt{f_c}} = \frac{A}{1 + B \frac{bd \sqrt{f_c}}{V_{flex}}} \quad (2.3.24)$$

gde je $B=AC'$.

Međutim, u ovoj jednačini ne postoji uticaj odnosa strana stuba prema debljini ploče na nosivost na smicanje. Pošto se odnos r/d u testiranim pločama kreće u malim granicama,

nije bilo moguće odrediti tačno efekat ovog parametra, pa je on uveden kroz linearnu funkciju tipa $(1-C\frac{r}{d})$, na sledeći način:

$$\frac{v}{\sqrt{f_c}} = \frac{V}{bd\sqrt{f_c}} = \frac{A\left(1-C\frac{r}{d}\right)}{1+B\frac{bd\sqrt{f_c}}{V_{flex}}} \quad (2.3.25)$$

Uvođenjem parametra $\phi_0 = V/V_{flex}$ jednačina (2.3.25) može se napisati kao:

$$v = \left[A\left(1-C\frac{r}{d}\right) - B\phi_0 \right] \sqrt{f_c} \quad (2.3.26)$$

Konstante A, B i C određene su statističkom analizom podataka dobijenih iz testiranih ploča pa je konačna jednačina za određivanje granične nosivosti na smicanje:

$$\frac{v}{\sqrt{f_c}} = \frac{V}{bd\sqrt{f_c}} = \frac{15\left(1-0.075\frac{r}{d}\right)}{1+5.25\frac{bd\sqrt{f_c}}{V_{flex}}} \quad (2.3.27)$$

Pored centrično opterećenih modela, Moe je ispitao i 12 modela koji predstavljaju ekscentrično opterećeni srednji stub. Iz svojih eksperimentalnih podataka Moe je zaključio da se približno 1/3 neizbalansiranog momenta savijanja prenosi neravnomernom raspodelom napona smicanja u kritičnom preseku. Tako je napravio polu-empirijsku metodu u kojoj je pretpostavio da je deo momenta koji izaziva povećanje napona smicanja u kritičnom preseku konstantan i da ne zavisi od količine postojeće armature. Granična nosivost na smicanje je onda:

$$P = P_0 \frac{1}{1+\frac{e}{r}} \quad (2.3.28)$$

gde je e ekscentricitet sile, r strana stuba, a P_0 granična nosivost na smicanje u slučaju $e=0$:

$$P_0 = 4rdv_{max} \quad (2.3.29)$$

gde je v_{max} granična vrednost napona smicanja (pri kojoj nastaje lom usled smicanja) prema jednačini (2.3.27).

Osim toga, Moe je preporučio graničnu vrednost za napon smicanja (da bi bio lom usled savijanja):

$$v = \left(9.23 - 1.12 \frac{r}{d} \right) \sqrt{f'_c} \quad \text{za } r/d \leq 3 \quad (2.3.30)$$

$$v = \left(2.5 + 10 \frac{d}{r} \right) \sqrt{f'_c} \quad \text{za } r/d > 3 \quad (2.3.31)$$

Da bi se pripremili ACI propisi 1963.godine ACI-ASCE Committee 326 je objavio izveštaj pod nazivom "Shear and Diagonal Tension" 1962.godine. Preporuke za dimenzionisanje ploča na probijanje uglavnom su zasnovane na ispitivanjima Di Stasia i Moe-a. i imale su velikog uticaja na preporuke usvojene u ACI propisima 1963. Prema ovom Komitetu, granična nosivost ploča na probijanje najviše zavisi od sledeća 3 faktora: čvrstoće betona na pritisak, odnosa strane stuba prema debljini ploče i veličine neizbalansiranog momenta savijanja. Osim toga, Komitet je zaključio da se Moe-ova jednačina ne može primenjivati za ekstremne vrednosti odnosa strane stuba i debljine ploče, pa je predložio sledeću modifikaciju:

$$v_u = 4 \sqrt{f'_c} (d/c + 1) \quad (\text{psi}) \quad (2.3.32)$$

gde je f'_c čvrstoća betona na pritisak određena na cilindru (psi), d statička visina ploče, a c strana kvadratnog stuba. Na osnovu 25 rezultata ispitivanja, Komitet je preporučio da granična vrednost smičućeg napona, u kritičnom preseku na udaljenosti $d/2$ od ivice stuba treba da iznosi $4 \sqrt{f'_c}$, a da je deo neizbalansiranog momenta savijanja koji se prenosi smicanjem konstantan i iznosi $K=0.2$.

1968. godine Hanson i Hanson su objavili rezultate ispitivanja 17 modela veze između srednjeg stuba i ploče (jedan model je predstavljao ivični stub). Svi modeli su bili ekscentrično opterećeni. Oni su zaključili, na osnovu svojih eksperimentalnih podataka, da bi predlog ACI-ASCE Komiteta bio dobar ukoliko bi se koeficijent K sa 0.2 povećao na 0.4 /23/.

Prvi put u ACI propise ovakve preporuke za dimenzionisanje ekscentrično opterećenih veza ušle su 1971. godine i takve ostale do danas. Međutim, u propise je ušao nešto drugačiji obrazac za koeficijent koji određuje deo momenta savijanja se prenosi naponima smicanja u kritičnom preseku i koji glasi:

$$K = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (2.3.33)$$

gde je c_1 strana pravougaonog stuba u pravcu momenta savijanja, a c_2 strana upravna na pravac delovanja momenta savijanja. Za kvadratne stubove $c_1=c_2$, pa se dobija $K=0.4$, koliko su predložili Hanson i Hanson. Ova promena je uvedena jer su njihova ispitivanja vršena isključivo na kvadratnim stubovima, a logično je pretpostaviti da će se deo momenta koji se prenosi savijanjem ploče povećavati sa povećanjem širine strane kritičnog preseka koja se odupire.

Naponi smicanja od transverzalne sile su u kritičnom preseku raspoređeni ravnomerno, a od dela momenta savijanja (njega određuje koeficijent K) naponi se linearno menjaju u zavisnosti od udaljenosti od težišta kritičnog preseka, koji se usvaja na udaljenosti $d/2$ od ivice stuba. To je pristup u američkoj literaturi kada su u pitanju ekscentrično opterećene veze između srednjeg stuba i ploče, i veze između ivičnog (ugaonog) stuba i ploče.

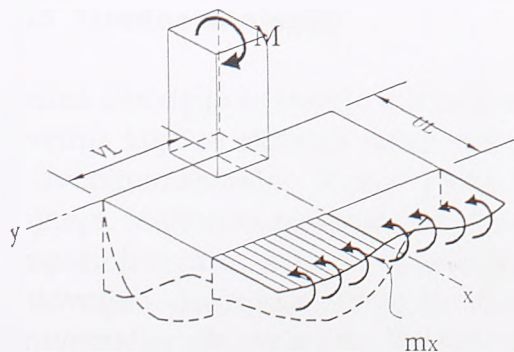
2.3.2 Analitičke metode zasnovane na teoriji elastičnosti ploča

Klasična teorija elastičnosti podrazumeva homogen i izotropan materijal. Pri niskim nivoima opterećenja dok se ne jave prsline, raspodela napona se može sračunati korišćenjem krutosti neisprskale ploče. Ali nakon pojave prsline u betonu i početka razvoja neelastičnih deformacija, elastična teorija ne može da opiše raspodelu napona i značajne preraspodele unutrašnjih sila koje se javljaju pre dostizanja opterećenja loma.

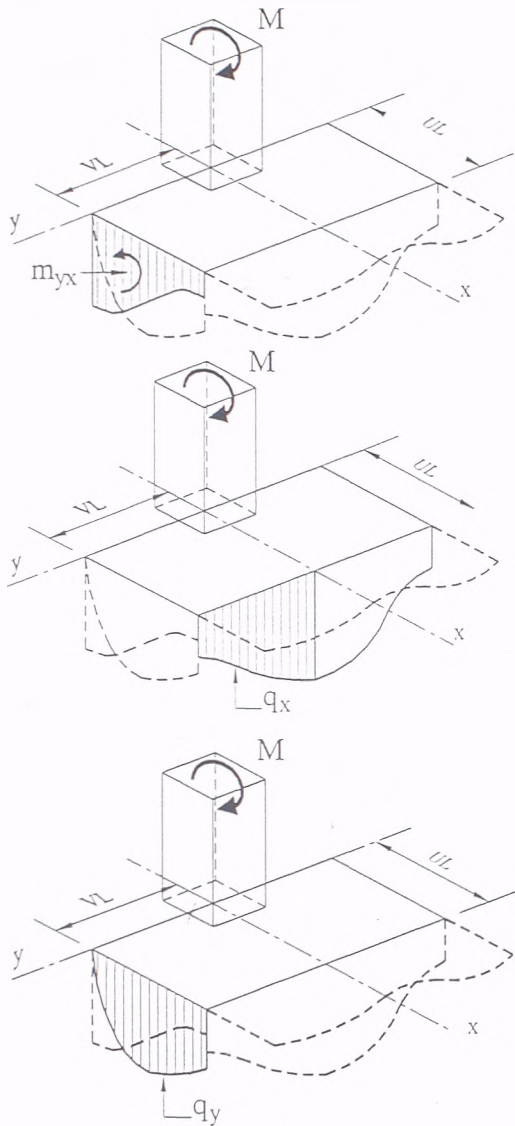
Long [24] je objavio teorijsku analizu problema probijanja ploče, zasnovanu na primeni teorije elastičnosti za proračun statičkih uticaja u ploči. On je posmatrao samo simetričan slučaj geometrije i opterećenja, što znači srednji stub. Korišćenjem elastične teorije, uz nekoliko aproksimacija, Long je sračunao napone u pritisnutom betonu u fazi loma. Graničnu nosivost na probijanje je odredio korišćenjem uslova loma po oktaedarskim (smičućim) naponima u betonu, uz nekoliko korekcionih faktora. Procedura za proračun je zametna, a tačnost je sumnjiva.

Mast je u radu [25] pokazao kako se mogu sračunati naponi u zoni oko ivičnog stuba, usled opterećenja momentom savijanja, korišćenjem teorije elastičnosti ploča. Njihova raspodela, kao i ukupne vrednosti koje se dobijaju integracijom u kritičnom preseku na rastojanju UL, odnosno VL od ose stuba, je prikazana u tabeli 2.3.1.

Mast je uporedio rezultate dobijene elastičnim Navier-ovim rešenjem sa uobičajenom pretpostavkom o linearnoj raspodeli napona smicanja u kritičnom preseku, i zaključio da ova pretpostavka može biti na strani nesigurnosti u slučajevima izduženih stubova. Naime, kada su bočne strane stuba veće od strane paralelene slobodnoj ivici, prema teoriji elastičnosti se dobija da naponi smicanja duž ivica upravnih na slobodnu ivicu ploče, dakle oni koji potiču od momenata torzije, mogu biti veći od napona na ivici paralelnoj slobodnoj ivici (što zavisi od odnosa strana) i prema njima treba dimenzionisati vezu.



$$\int_0^{VL} m_x dy = \frac{M}{\pi} \left\{ \arctan\left(\frac{V}{U}\right) - \frac{1}{2} \frac{UV}{U^2 + V^2} \right\}$$



$$\int_0^{UL} m_{yx} dx = M \frac{\pi}{4} \left\{ \left[\frac{2}{\pi^2} + \frac{V^2}{2} \right] \frac{UV}{U^2 + V^2} - \frac{V^2}{2} \arctan \left(\frac{U}{V} \right) \right\}$$

aproksimacija:

$$\int_0^{UL} m_{yx} dx = \frac{M}{2\pi} \frac{UV}{U^2 + V^2}$$

$$\int_0^{VL} q_x dy = \frac{M}{L} \frac{\pi}{16} \left\{ V \frac{U^2 - (4/\pi)^2}{U^2 + V^2} - U \arctan \left(\frac{U}{V} \right) \right\}$$

aproksimacija:

$$\int_0^{VL} q_x dy = -\frac{M}{L} \frac{1}{\pi} \frac{V}{U^2 + V^2}$$

$$\int_0^{UL} q_y dx = -\frac{M}{L} \frac{1}{\pi} \left(\frac{U}{V} \right)^2 \frac{V}{U^2 + V^2}$$

$$\int_0^{UL} q_y x dx = M \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{UV}{U^2 + V^2} - \arctan \left(\frac{U}{V} \right) \right\}$$

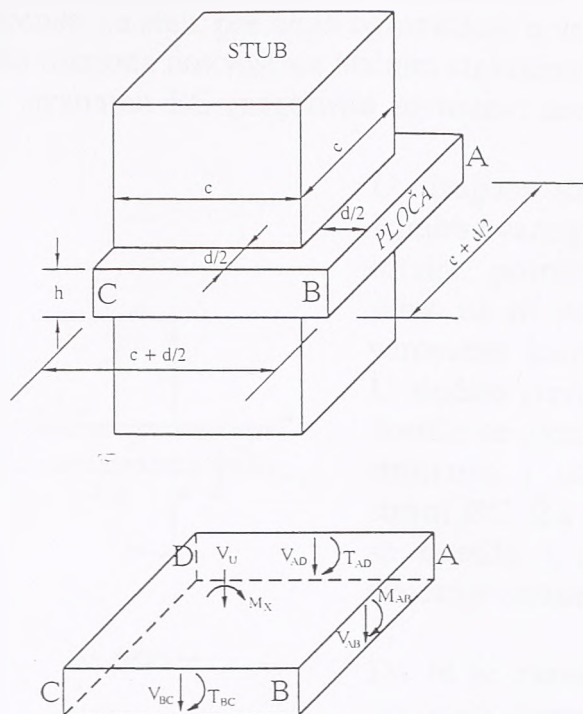
$$\int_0^{UL} q_y dx \approx \left(\frac{U}{V} \right)^2 \int_0^{VL} q_x dy$$

Tabela 2.3.1 Raspodela statičkih uticaja u kritičnom preseku ploče prema Mast-u

Najmoćnije sredstvo danas za analizu ovog problema je svakako primena nelinearne analize korišćenjem metode konačnih elemenata, kojom se uzimaju u obzir razne nelinearnosti karakteristične za armiranobetonske konstrukcije (neelastično ponašanje betona kao materijala, prsline, prijanjanje između betona i armature itd.). Uz odgovarajući programske pakete na ovaj način se mogu pratiti promene naponskih stanja sve do loma i sračunati realan odgovor ploče, odnosno opterećenje koje izaziva lom.

2.3.3 Gredne analogije

Gredne analogije se sastoje u transformaciji zone ploče oko stuba u dve grede u upravnim pravcima koje se ukrštaju iznad stuba, odnosno u svođenju trodimenzionalnog problema na dvodimenzionalni. Trake ploče koje predstavljaju grede su izložene momentima savijanja, torzionim momentima i transverzalnim silama. slika 2.31. Zanimaraju se uslovi kompatibilnosti između greda, odnosno pretpostavlja se da svaka greda može, za sebe, da se dovoljno deformiše da bi se razvio granični moment savijanja, torzije ili granična transverzalna sila, za grede. Nosivost veze između ploče i stuba se onda dobija sabiranjem doprinosa nosivosti greda.



Slika 2.31 Transformacija ploče u dve upravne grede koje se ukrštaju na mestu stuba

Hawkins i Corley - 1971.

Hawkins i Corley /26/ su razvili jedan takav postupak proračuna granične nosivosti za srednje i ivične stubove. Prema njima, nosivost veze određuje ili kombinovano dejstvo savijanja i torzije ili kombinovano dejstvo smicanja i torzije. Ukoliko se radi o lomu usled kombinovanog dejstva savijanja i torzije, pre loma se javljaju značajne rotacije ploče, i tečenje zategnute armature usled negativnog momenta savijanja upravnog na slobodnu ivicu ploče. Ravnotežu ovom momentu čine torzioni momenti na bočnim stranama stuba. Ova vrsta loma nastaje u slučaju da smicanje nije dominantno. U slučaju da je transverzalna sila velika u odnosu na neizbalansirani moment savijanja, dominantno će biti kombinovano dejstvo smicanja i torzije. Kad se iscrpi nosivost prednje strane kritičnog preseka na savijanje, javljaju se torzioni momenti na bočnim stranama stuba. Slično, kada se iscrpi nosivost na smicanje, dodatna smicanja se "sele" na bočne strane dok se i tu ne dostigne stanje loma.

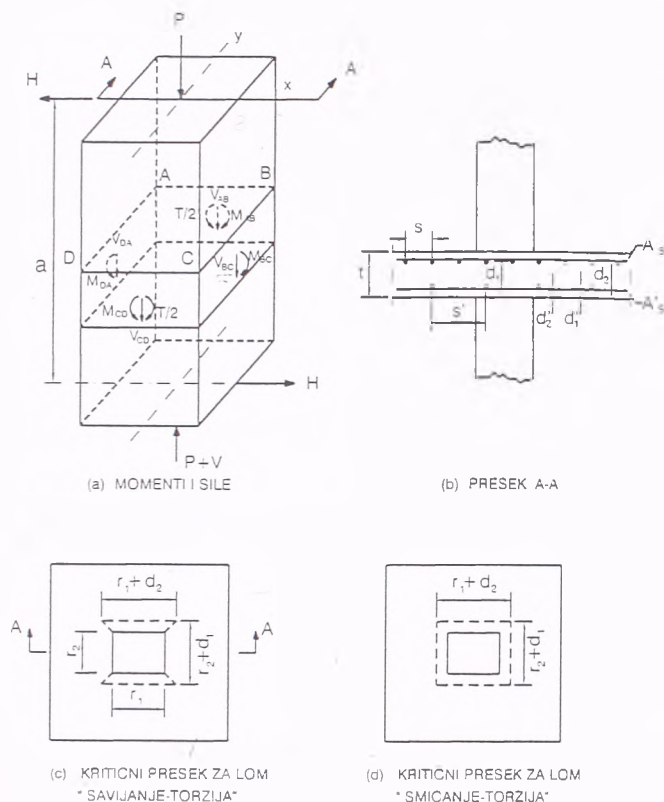
U nastavku teksta biće prikazani predlozi autora koji se odnose na određivanje nosivosti veze između ploče i srednjeg stuba, i između ploče i ivičnog stuba.

Veza između srednjeg stuba i ploče

Na slici 2.32 prikazana je osnova i presek ploče uz stub. Pretpostavlja se da su šipke gornje i donje ortotropne armaturne mreže na jednakom rastojanju u x i y pravcu. Stub je, između tačaka kontrafleksije, u ravnoteži za momente i sile prikazane na slici. Na stub se prenose sila P i momentat H^*a oko y-ose.

Da bi se desio lom usled probijanja pre formiranja kompletnih linija loma u ploči, potrebno je da se desi lom na najmanje tri strane stuba. Prema autorima, moguće su dve različite vrste loma. Prva vrsta, lom usled kombinovanog dejstva savijanja i torzije podrazumeva lom sve četiri strane stuba. U ovom slučaju postoji ograničenje u veličini

momenta koji se može preneti na stub, pre nego ograničenje u veličini sile smicanja. Ovaj lom znači da je dostignuta torziona nosivost na bočnim stranama AB i CD, i istovremeno nosivost na savijanje na stranama BC (negativan momenat savijanja) i DA (pozitivan momenat savijanja).



Slika 2.32 Kritični preseki i presečne sile na spoju srednjeg stuba i ploče, Hawkins i Corley

praktičnim slučajevima, najčešće nije poznato. Međutim, u slučaju prostih uzoraka koji se koriste u laboratorijama za testiranje, može se, sa dovoljnom tačnošću, pretpostaviti raspodela momenata.

U slučaju loma usled kombinovanog dejstva savijanja i torzije, javljaju se značajne rotacije ploče uz stub pre loma. Ove rotacije su dovoljne da gornja armatura (strana BC) odnosno donja armatura (strana AD) počne da teče. Ravnotežu ovim momentima čine torzioni momenti na bočnim stranama. U slučaju loma usled kombinovanog dejstva smicanja i torzije, rotacije ploče će biti manje. Momenat od opterećenja, spoljni momanat, prvo se prihvata nosivošću na savijanje strana BC odnosno AD. (Momenti od opterećenja na strani BC oko y-ose izazvaće tečenje armature na strani BC, a ravnotežu ovom momentu će činiti torzija na bočnim stranama. Slično i na strani AD.) Tek kada se iscrpi nosivost na savijanje jedne ili obe strane, ravnotežu spoljnom momentu čini torzija na bočnim stranama stuba.

Mnogo je teže odrediti raspodelu sila smicanja. Jedan način je da se posmatra moguća slika linija loma. Linije koje polaze od stuba dele ploču na oblasti koje se mogu smatrati pripadajućim pojedinim stranama stuba. U početku, opterećenje sa pripadajuće površine će nositi naponi smicanja na odgovarajućoj strani stuba. Međutim, kako se smicanja mogu preneti i kroz linije loma, razumno je očekivati da se, u trenutku kada je smicanje na određenoj strani stuba blisko graničnoj vrednosti, sa ili bez torzije, dodatna smicanja mogu preneti na bočne strane sve dok se ne ispuni uslov loma i na tim stranama.

U drugom slučaju loma, lom usled kombinovanog dejstva smicanja i torzije, potrebno je da se desi lom samo na tri strane stuba. Ovaj lom je verovatan kada je značajno smicanje. U slučaju srednjih vrednosti smicanja, dostiže se torziona nosivost na bočnim stranama i nosivost na smicanje na strani BC. Za velika smicanja, takođe se dostižu i nosivost na savijanje i smicanje strane AD.

Da bi se razvila metoda za proračun nosivosti, pretpostavlja se da se delovi ploče koji se susstiču u stubu mogu idealizovati kao delovi greda. Pri tome se zanemaruju uslovi kompatibilnosti, i pretpostavlja se da se svaki presek može dovoljno deformisati da bi se razvila granična nosivost na savijanje, smicanje ili torziju, kao za grede. Međutim, potrebno je poznavati raspodelu momenata i smicanja u ploči u fazi neposredno pred lom, što u

Lom usled kombinovanog dejstva savijanja i torzije

Pretpostavljeni kritični presek za ovu vrstu loma predstavljen je isprekidanom linijom na slici 2.32c. U skladu sa pretpostavkom koja se obično čini pri proračunu smicanja, kritični presek kroz torzionu stranu AB se uzima na rastojanju $d_1/2$ od stuba.

Granične vrednosti momenata savijanja M_{BC} i M_{DA} se sračunavaju na osnovu pretpostavki ACI Building Code-a iz 1963 za proračun granične nosivosti pravougaonih preseka. Za negativan momenat savijanja:

$$M_{BC0} = M_{DA0} = p_2 (r_2 + d_1) d_2^2 f_y \left(1 - 0.6 \frac{p_2 f_y}{f_c} \right) \quad (2.3.34)$$

Za pozitivan momenat savijanja:

$$M_{BC0} = M_{DA0} = p_2 (r_2 + t d_1) (t d_2)^2 f_y \left(1 - 0.6 \frac{p_2 f_y}{f_c} \right) \quad (2.3.35)$$

gde su:

- M_{BC0}, M_{DA0} - negativni momenat loma strana BC i DA, respektivno
 - M_{BC0}, M_{DA0} - pozitivni momenat loma strana BC i DA, respektivno
 - p_2, p_2 - koeficijent armiranja gornjom i donjom armaturom za strane r_2 ,
 - f_y - granica tečenja čelika,
 - f_c - čvrstoća betona pri pritisku (na cilindru),
- Efekat pritiskute armature na nosivost se zanemaruje u oba slučaja.

Granična vrednost momenta torzije T zavisi od veličine transverzalne sile V_{AB} i momenta savijanja M_{AB} koji istovremeno postoje duž strane AB. Hawkins i Corley su iskoristili opšte izraze koje je razvio Hsu za proračun armiranobetonskih greda na torziju. Tako, u slučaju čiste torzije, granični momenat torzije iznosi /17/:

$$T_0 = \frac{0.36t^2}{\sqrt{t}} (r_1 + d_2) f_{sp} + (0.66m + 0.86) \frac{(r_1 + d_2)(d_1 - d_1) A_s f_y}{s} \quad (2.3.36)$$

gde su:

- T_0 - torzioni momenat loma za stranu AB u slučaju čiste torzije,
- f_{sp} - čvrstoća betona na zatezanje cepanjem,
- m - odnos zapremine šipki armature upravnih na torzionu stranu stuba i zapremine šipki paralelnih istoj strani.

U slučaju kombinovanog dejstva torzije, smicanja i savijanja, torzioni momenat loma iznosi /18/:

$$T = T_0 \sqrt{1 - \frac{V_{AB}}{V_{AB0}}} \quad \text{ako je} \quad \frac{M_{AB}}{M_{AB0}} \leq 0.5 \quad (2.3.37)$$

ili

$$T = T_0 \left(1.7 - 1.4 \frac{M_{AB}}{M_{AB0}} \right) \sqrt{1 - \left(\frac{V_{AB}}{V_{AB0}} \right)^2} \quad \text{ako je } \frac{M_{AB}}{M_{AB0}} \geq 0.5 \quad (2.3.38)$$

gde su M_{AB0} i V_{AB0} momenat loma u slučaju čistog savijanja, odnosno sila loma u slučaju čistog smicanja:

$$M_{AB0} = p_1 (r_1 + d_2) d_1^2 f_r \left(1 - 0.6 \frac{p_1 f_r}{f_c} \right) \quad (2.3.39)$$

$$V_{AB0} = 0.6 f_{sp} (r_1 + d_2) d_1 \leq 4 \sqrt{f_c} (r_1 + d_2) d_1 \quad (2.3.40)$$

U većini praktičnih slučajeva, momenat M_{AB0} je mali pa se primenjuje jednačina (2.3.37).

Lom usled kombinovanog dejstva smicanja i torzije

Za ovu vrstu loma, potrebno je da se formira dijagonalna prslina na celoj širini strane BC na slici 2.32. Prema tome, opterećenje na površini pripadajućoj strani BC mora biti jednako ili veće od granične nosivosti na smicanje ove strane. Ova nosivost na smicanje, prema preporukama ACI Komiteta 318 iznosi:

$$V_{BC0} = 0.6 f_{sp} (r_2 + d_1) d_2 \leq 4 \sqrt{f_c} (r_2 + d_1) d_2 \quad (2.3.41)$$

Kod ove vrste loma, kritični presek se usvaja kao na slici 2.32d. Torziona nosivost se određuje iz jednačina (2.3.37) ili (2.3.38), pri čemu se za V_{AB} uzima opterećenje sa površine koja pripada strani AB plus $(V_{BC} - V_{BC0})/2$.

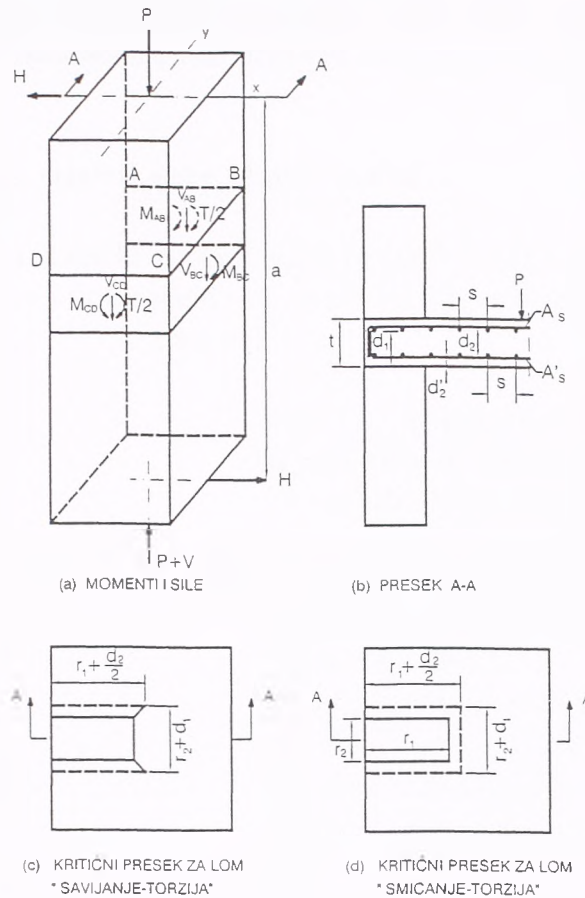
Veza ivičnog stuba i ploče

Slika 2.33 prikazuje presek ploče u blizini ivičnog stuba. Stub je u ravnoteži između linija kontrafleksije pod silama prikazanim na slici. Kritični preseki za lom savijanje-torzija i smicanje-torzija su prikazani na slici 2.33c i 2.33d.

U slučaju loma usled kombinovanog dejstva savijanja i torzije, moment nosivosti u slučaju samog savijanja M_{BC0} postoji na strani BC a granični moment torzije T na stranama AB i CD. U slučaju loma usled kombinovanog dejstva smicanja i torzije, lom se javlja sa graničnom silom smicanja V_{BC0} na strani BC i graničnim momentom torzije T na stranama AB i CD. Višak sile iznad V_{BC0} na pripadajućoj površini strani BC se prenosi na bočne strane AB i CD. Vrednost M_{BC0} se sračunava iz jednačine (2.3.34), vrednost T iz jednačine (2.3.37) i (2.3.38) sa M_{AB0} , V_{AB0} i T_0 prema sledećem:

$$M_{AB0} = p_1 \left(r_1 + \frac{d_2}{2} \right) d_2^2 f_r \left(1 - 0.6 p_1 \frac{f_r}{f_c} \right) \quad (2.3.42)$$

$$V_{AB0} = 0.6 f_{sp} \left(r_1 + \frac{d_2}{2} \right) d_1 \leq 4 \sqrt{f_c} \left(r_1 + \frac{d_2}{2} \right) d_1 \quad (2.3.43)$$



Slika 2.33 Kritični preseki i presečne sile na spoju ivičnog stuba i ploče, Hawkins i Corley

Ako su gornja i donja armatura adekvatno ankerovane u ivicu ploče, granična vrednost torzionog momenta se sračunava kao:

$$T_0 = \frac{0.36t^2}{\sqrt{t}} \left(r_1 + \frac{d_2}{2} \right) f_{sp} + (0.66m + 0.86) \frac{\left(r_1 + \frac{d_2}{2} h \right) (d_1 - d_1') A_s f_s}{s} \quad (2.3.44)$$

gde je napon u čeliku f_s jednak:

$$f_s = \frac{24\sqrt{f_c}}{p_t} \leq f_y,$$

a p_t odnos zapremine armature prema zapremini betona za torzioni presek.

Kada gornja i donja armatura nisu ankerovane u ivičnoj zoni ploče, granična vrednost torzionog momenta se sračunava kao:

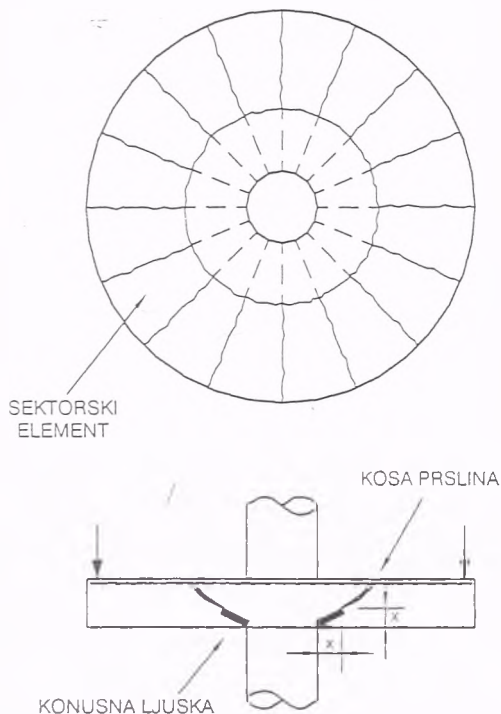
$$T_0 = 1.9t \left[\left(r_1 + \frac{d_2}{2} \right)^2 + 10 \right] \sqrt[3]{f_{sp}^2} \quad (2.3.45)$$

U slučaju loma usled kombinovanog dejstva smicanja i torzije, granična vrednost transverzalne sile V_{BC0} se sračunava iz jednačine (2.3.41).

Park i Islam /27/ su takođe razvili jednostavnu metodu, zasnovanu na grednoj analogiji, za proračun ekscentrično opterećene veze između srednjeg stuba i ploče.

2.3.4 Lokalni mehanički modeli veze ploče i stuba

Svi do sada predloženi mehanički modeli veze između stuba i ploče napravljeni su za slučaj simetrične geometrije i opterećenja, tj. predstavljaju vezu između unutrašnjeg stuba i ploče. Neki od ovih modela će biti navedeni.



Slika 2.34 Model Kinnunen-Nylander

Prvi i najpoznatiji je svakako model **Kinnunen-a i Nilander-a** /28/. Do sada, oni su razvili najdetaljniji model za opisivanje loma ploče usled probijanja u uslovima simetrične geometrije i opterećenja. U njihovom modelu, spoljni deo ploče van kose prsline podeljen je u sektorske elemente između radijalnih prsline. Pretpostavlja se da je svaki taj element kruto telo koje je oslonjeno na zamišljenu pritisnutu konusnu ljusku u delu ploče direktno iznad stuba, slika 2.34.

Autori su pretpostavili da se lom javlja u trenutku kada napon u betonskoj ljusci i tangencijalna dilatacija pritiska dostignu kritičnu vrednost. Visina pritisnute zone betona određuje se iterativno, dok se ne poklope ova dva uslova loma. Kada je visina pritisnute zone poznata, krivina ploče i deformacije mogu biti određene.

Kritične vrednosti napona i dilatacija u betonu su određene iz njihovih testova i testova Elstnera i Hognestada, ali one ne odgovaraju opšte prihvaćenim vrednostima graničnih dilatacija i napona u betonu.

Carl Broms - 1990.

Carl Broms je /29/ 1990. godine objavio rad o mehaničkom modelu u kome se lom usled probijanja tretira na sličan način kao kod Kinnunen-a i Nylander-a, ali u kome se koriste opšte priznate vrednosti karakteristika betona, različite veličine pritisnute zone betona u radijalnom i tangencijalnom pravcu, kao i realniji položaj korena (dna) kose prsline. Takođe, model obuhvata i nesimetričan slučaj probijanja ploča.

Mehanizam loma. U pločama se kosa prsline formira na nivou od oko 70% od graničnog opterećenja. Međutim, iako se kose prsline formiraju oko celog stuba, ploča je i dalje stabilna, može biti rasterećena i ponovo opterećena bez smanjenja graničnog opterećenja. Dakle, mehanizam loma nije uobičajen "lom usled smicanja" koga određuje čvrstoća na zatezanje betona.

Veze napon-dilatacija i karakteristike preseka. Pretpostavlja se da važi Bernulijeva hipoteza. Armatura je idealno elasto-plastična, sa dilatacijom tečenja:

$$\varepsilon_{sv} = \frac{f_v}{E_c} \quad (2.3.46)$$

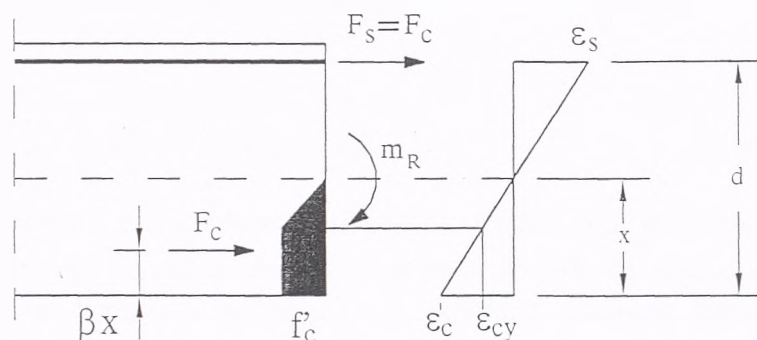
Za beton se pretpostavlja da je elasto-plastičan materijal sa graničnom dilatacijom $\varepsilon_{cy} = 0.002$, i dilatacijom tečenja:

$$\varepsilon_{cy} = \frac{f_c}{E_c} \quad (2.3.47)$$

Moduo elastičnosti betona E_c se usvaja kao:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (2.3.48)$$

Karakteristike preseka ploče izložene savijanju su prikazane na slici 2.35.



Slika 2.35 Sile u poprečnom preseku ploče, Broms

Ukupna sila pritiska F_c iznosi:

$$F_c = \alpha f_c x \quad (2.3.49)$$

gde je:

$$\alpha = 1 - \frac{\varepsilon_{cy}}{2\varepsilon_c} \quad (\alpha = 0.5, \text{ za } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cy}) \quad (2.3.50)$$

Položaj sile pritiska u betonu određen je rastojanjem od pritisnute ivice betona βx , gde je β :

$$\beta = \frac{1}{\alpha} \left[\alpha - 0.5 + \frac{2}{3}(1 - \alpha)^2 \right] \quad (2.3.51)$$

Moment nosivosti (loma) m_R se sračunava:

$$m_R = \rho \sigma_s d^2 \left(1 - \beta \frac{x}{d} \right) \quad (2.3.52)$$

gde je ρ koeficijent armiranja armaturom za savijanje, σ_s napon u čeliku, a d statička visina ploče.

Krutost ploče se može sračunati kao:

$$D = \rho E_s d^3 \left(1 - \frac{x}{d} \right) \left(1 - \beta \frac{x}{d} \right) \quad (2.3.53)$$

jer je

$$D = \frac{m_R}{\phi} = \rho \sigma_s d^2 \left(1 - \beta \frac{x}{d} \right) \left(\frac{d-x}{\varepsilon_s} \right) \quad (2.3.54)$$

$$i \quad \sigma_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad (2.3.55)$$

Dve granične vrednosti koeficijenta armiranja su od interesa:

$$\rho_{lim1} = \frac{0.5 f_c'}{f_y} \frac{\varepsilon_{cy}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cy}} \quad (2.3.56)$$

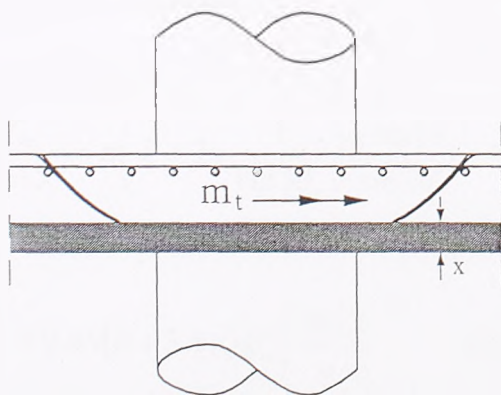
$$\rho_{lim2} = \frac{\alpha f_c'}{f_y} \frac{\varepsilon_{cpu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cpu}} \quad (2.3.57)$$

$$\alpha = 1 - \frac{\varepsilon_{cy}}{2\varepsilon_{cpu}} \geq 0.5 \quad (2.3.58)$$

Ako je $\rho \leq \rho_{lim1}$, i beton i armatura se ponašaju elastično, pod uslovom da je dilatacija u podužnoj armaturi manja ili jednaka ε_{sy} . Ako je $\rho > \rho_{lim2}$ onda će doći do loma ploče usled probijanja pre nego što armatura počne da teče. Kritična vrednost dilatacije u betonu ε_{cpu} biće objašnjena kasnije.

Prema autoru, mogu nastati dve vrste loma.

Lom usled visoke tangencijalne dilatacije u betonu. Na osnovu ispitivanja jednoaksijalno pritisnutih betonskih cilindara, može se zaključiti sledeće: do nivoa dilatacija od oko 0.0008, beton se ponaša elastično a sa povećanjem dilatacija, smanjuje mu se zapremina. Sa povećanjem dilatacija iznad ove vrednosti ponašanje uzorka počinje da se menja. Javljaju se mikroprrsline u betonu usled čega se uzorku povećava zapremina, zatim mikroprrsline prerastaju u makroprrsline i počinje dezintegracija materijala.



Slika 2.36 Pritisnuta zona betona, Broms

betonu u tangencijalnom pravcu kao i u slučaju jednoaksijalnog naponskog stanja. Međutim, kritična vrednost ε_{cpu} se pretpostavlja da važi za debele ploče sa čvrstoćom na

Na slici 2.36 prikazana je pritisnuta zona betona u ploči između kose unutrašnje prsline i stuba. Kao što je već rečeno, ukoliko tangencijalna dilatacija pređe vrednost od 0.0008, počće se formirati makroprrsline paralelno pritisnutom pravcu. Onda je moguće da kosa prsline propagira do lica stuba i izazove lom usled probijanja.

Pošto je povećanje nosivosti betona u dvoaksijalnom stanju pritiska samo oko 15% u odnosu na jednoaksijalnu čvrstoću, autor smatra da se i u ovom slučaju može usvojiti vrednost od 0.0008 za dilataciju loma u

pritisak koja je jednaka $f_c^* = 25$ MPa. Tanke ploče imaju kapacitet dilatacija veći od 0.0008 ("size effect" - efekat "veličine"), a i betoni koji imaju veću čvrstoću su manje duktilni.

Pretpostavlja se da oba efekta utiču na kritičnu vrednost ε_{cpu} i to na sledeći način:

$$\varepsilon_{cpu} = 0.0008 \left(\frac{150}{\alpha \cdot x_{pu}} \frac{25}{f_c^*} \right)^{0.333} \quad (2.3.58)$$

gde su:

150 - prečnik standardnog cilindričnog uzorka u mm,

x_{pu} - visina pritisnutog betona u tangencijalnom pravcu u trenutku loma usled probijanja u mm,

$\alpha \cdot x_{pu}$ - visina ekvivalentnog pravougaonog bloka napona sa naponom f_c^* , u mm

f_c^* - čvrstoća betona pri pritisku na cilindričnom uzorku, MPa.

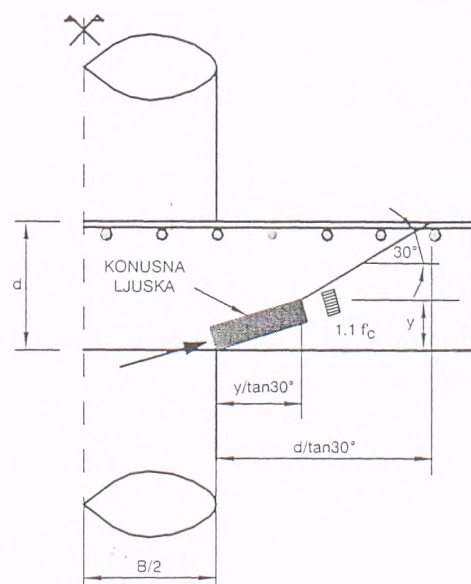
Kada je određena kritična vrednost dilatacije ε_{cpu} i ukoliko su poznate veze između napona i dilatacija za beton i čelik, može se odrediti granična nosivost na probijanje V_s kao i odgovarajuća deformacija ploče. Ukoliko na vezi stuba i ploče deluje i momenat savijanja, lom usled probijanja se javlja takođe kada se ista kritična vrednost dilatacije ε_{cpu} dostigne u ploči na dodiru sa stubom.

Lom usled visokog radijalnog napona pritiska. Na slici 2.37 prikazana je pritisnuta zona betona u okolini stuba. Reakcija ploče - sila u stubu prenosi se kosim radijalnim pritiskom ispod korena kose prsline. Pretpostavlja se da je nagib prsline 30° i da se prsline prostire do neutralne linije od savijanja u radijalnom pravcu.

Takođe, autor pretpostavlja da radijalno pritisnuti beton formira konusnu ljusku konstantne debljine, što znači da je njen nagib 15° . Lom usled probijanja nastaje kada napon u konusnoj ljusci dostigne vrednost od $1.1f_c^*$ na dnu kose prsline (dvoaksijalno stanje napona). Granična nosivost na probijanje se može odrediti iz uslova ravnoteže sila u vertikalnom pravcu:

$$\frac{V_s}{\sin 15^\circ} = \pi \left(B + 2y \frac{1}{\tan 30^\circ} \right) \frac{y \sin 15^\circ}{\sin 30^\circ} 1.1 f_c^* \left(\frac{150}{0.5y} \right)^{0.333} \quad (2.3.59)$$

$$V_s \approx 0.46(B + 3.5y)y f_c^* \left(\frac{300}{y} \right)^{0.333} \quad (2.3.60)$$



Slika 2.37 Pritisnuta zona u radijalnom pravcu, Broms

Ukoliko je stub kvadratnog oblika, on se zamenjuje ekvivalentnim kružnim koji ima isti obim:

$$B = \frac{4b}{\pi} \quad (2.3.61)$$

Faktor $(150/0.5y)^{0.333}$ se uvodi zbog "size" efekta (efekta "veličine"), gde je:

150 - prečnik standardnog cilindričnog uzorka, mm

0.5y - približna debljina konusne ljuske, mm

f_c' - čvrstoća cilindra, MPa.

Visina pritisnute zone betona u radijalnom pravcu se određuje kao za svaki savijani armirano betonski element:

$$\frac{y}{d} = k_p n \rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{k_p n \rho}} - 1 \right) \quad (2.3.62)$$

Kada se sračunava odnos $n = E_c / E_s$, vrednost modula elastičnosti betona E_c , prema autoru, treba pomnožiti faktorom 1.2 da bi se uzela u obzir činjenica da su radijalne dilatacije betona male zbog male krivine ploče u tom pravcu. Faktorom k_p se uvodi uticaj kose prsline. Pošto je stanje napona polarno simetrično u okolini stuba, odnos između širine zategnute zone i širine odgovarajuće pritisnute zone u dnu kose prsline, izražen kao faktor k_p , iznosi:

$$k_p = \frac{0.5B + d / \tan 30^\circ}{0.5B + y / \tan 30^\circ} \approx \frac{B + 3.5d}{B + 3.5y} \quad (2.3.63)$$

Obično je potrebno samo nekoliko iteracija da bi se iz jednačina (2.3.62) i (2.3.63) sračunala visina pritisnute zone betona.

Ukoliko počne da teče armatura u okolini stuba, formira se plastični zglobov. U tom slučaju položaj neutralne linije u radijalnom pravcu može da se promeni, pa će se promeniti granična nosivost na probijanje V_σ . Ali rezultati eksperimenata pokazuju, da pri povećanju opterećenja nakon početka tečenja, delovi ploče izvan dijagonalne prsline rotiraju kao kruta tela i nema povećanja krivine u radijalnom pravcu. Prema tome, položaj neutralne linije ostaje isti kao i pre tečenja armature, a samim tim i granično opterećenje V_σ .

Interesantno je da se izraz za V_σ može transformisati u ekvivalentnu nosivost na smicanje prema jednačini (2.3.64). Ako se pretpostavi da je $y \approx 0.3d$ što je tačno za niske procenat armiranja, dobija se:

$$V = \pi(B + 1.05d)d \cdot 0.042 f_c' \left(\frac{1000}{d} \right)^{0.333} \quad (2.3.64)$$

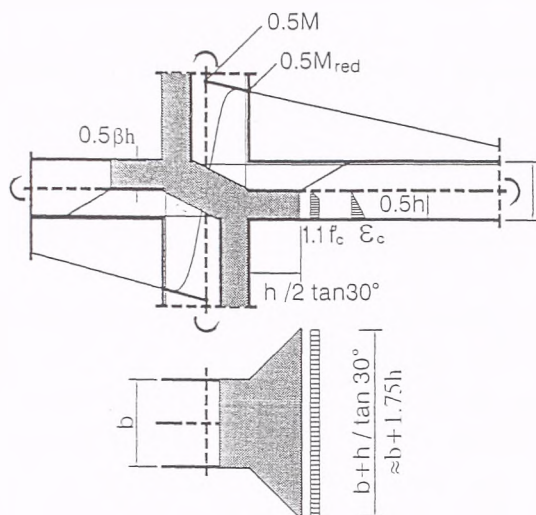
gde je:

$0.042 f_c'$ - nosivost na smicanje

$\left(\frac{1000}{d} \right)^{0.333}$ - uticaj "size" efekta, sa d u mm

$\frac{1.05d}{2}$ - udaljenost kritičnog preseka od ivice stuba.

Ukoliko veza između stuba i ploče prenosi samo moment savijanja, autor smatra da će se taj moment preneti savijanjem ploče, slika 2.38. Čak i u ovom slučaju će se formirati stabilna dijagonalna prslina, za koju se pretpostavlja da se prostire do neutralne linije koja je na polovini debljine ploče. Probijanje ploče nastaje kada napon u korenu dijagonalne prsline dostigne vrednost $1.1f_c$.



Slika 2.38 Mehanizam prenosa momenta savijanja na vezi ploča-stub, Broms

Moment M_σ koji izaziva lom ploče usled probijanja se sračunava po obrascu:

$$M_\sigma = 1.1f_c \left(\frac{150}{0.5h} \right)^{0.333} \cdot W \quad (2.3.65)$$

gde je

$$W = \alpha\beta \frac{h^2}{2} (b + 1.75h) \quad (2.3.66)$$

$$\epsilon_c = 0.002 \left(\frac{150}{0.5h} \frac{25}{f_c} \right)^{0.333} \quad (2.3.67)$$

Kružni stub je u izrazu zamenjen ekvivalentnim kvadratnim stubom sa $b=B$, a faktori $(150/0.5h)^{0.333}$ i $(150/0.5h \cdot 25/f_c)^{0.333}$ su uvedeni zbog "size" efekta.

U slučaju kada na vezi stuba i ploče deluju sila i moment, granična nosivost na probijanje se, prema autoru, može sračunati iz interakcione formule:

$$\frac{V}{V_R} + \frac{M_{red}}{M_R} \leq 1 \quad (2.3.68)$$

gde su:

V_R - manja od V_e ili V_σ ,

M_R - manji od M_e ili M_σ ,

M_{red} - redukovani neizbalansirani moment, slika 2.38.

Treba primetiti da autor smatra da se **ceo** neizbalansirani moment prenosi savijanjem ploče, tj. da je deo neizbalansiranog momenta koji se prenosi torzijom i ekscentričnim

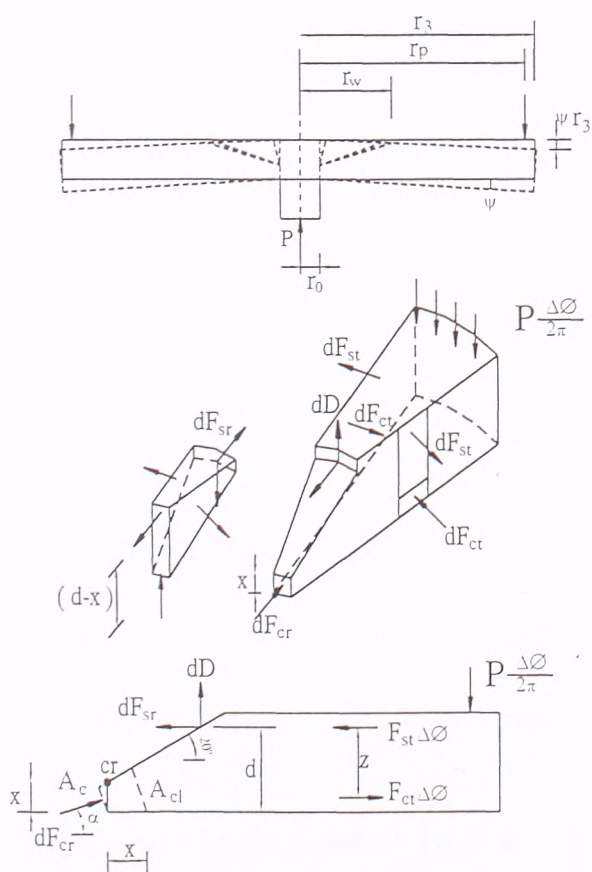
smicanjem u kritičnom preseku ploče, zanemarljiv.

Još jedan mehanički model biće predstavljen, koji se takođe odnosi na vezu srednjeg stuba i ploče, a predložili su ga **Shehata i Regan** /30/.

Shehata i Regan - 1989.

Kao i kod svih ostalih modela, i ovaj model se zasniva na ponašanju izdvojenih uzoraka ploče koji se koriste u testovima (model oslonjen u sredini na stub, a opterećen po obodu). Kod ovakvih uzoraka, primećeno je da su pre loma izražene radijalne prsline, a da su tangencijalne malobrojne i uglavnom se svode na jednu glavnu, oko stuba. Ovo važi i za armiranobetonske i prethodno napregnute ploče.

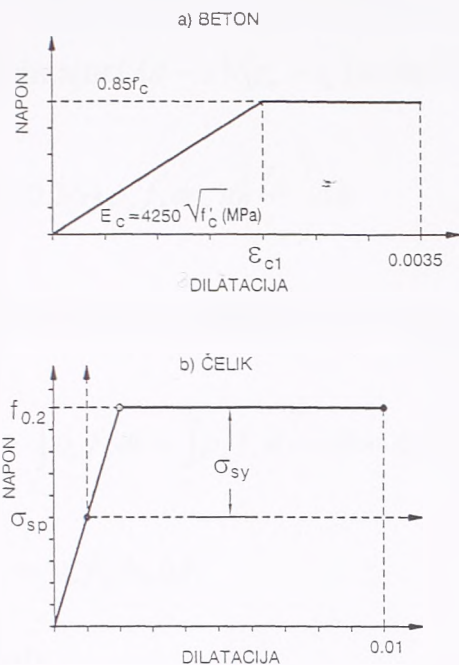
Dijagonalna prslina se formira pri opterećenju od oko 60% od graničnog, ali se ne može razlikovati od prsline od savijanja. Merenja dilatacija u pritisnutom betonu u okolini stuba su pokazala (i kod prethodno napregnutih ploča) da su radijalne dilatacije najveće na ivici stuba, ali da, sa povećanjem radijusa, naglo opadaju. Tangencijalne dilatacije imaju manje vrednosti na licu stuba, ali postepeno opadaju. Prema autorima, postojanje visokih lokalnih radijalnih dilatacija je indikacija da se oko stuba formira plastični zglobov, dok promena tangencijalnih dilatacija proporcionalno $1/r$ pokazuje da segmenti između radijalnih prsline rotiraju kao kruta tela. Dilatacije u čeliku, u armiranobetonskim i prethodno napregnutim pločama sa kablovima koji imaju prijanjanje sa betonom, takođe variraju obrnuto proporcionalno radijusu, dok se dilatacije u "unbonded" kablovima jedva menjaju. Ugibi ploče mereni na pritisnutoj ivici duž radijusa pokazuju takoreći linearne profile u svim fazama opterećenja i u skladu su sa pretpostavkom o rotaciji krutog tela.



Slika 2.39 Lokalni mehanički model, Shehata i Regan

Autori su pretpostavili da je ploča podeljena u krute segmente, svaki ograničen sa dve radijalne prsline, dijagonalnom prsline i ivicom ploče, odnosno linijom kontrafleksije u prototipu, slika 2.39. Radijalni segmenti rotiraju oko centra rotacije C.R., na licu stuba i na nivou neutralne linije. Ovo takođe znači da armatura koja prolazi kroz tangencijalnu prsline teče. Pretpostavljeno je da je u fazi bliskoj lomu, kruti klinasti element, ograničen početnom tangencijalnom prsline i dijagonalnom prsline, odvojen od radijalnih segmenata i nezavisno rotira oko C.R. Eksperimentalni podaci pokazuju da je nagib unutrašnje dijagonalne prsline oko 20°.

Za pritisnuti beton na ivici stuba se pretpostavlja da je u stanju plastičnosti. Dijagrami napon-dilatacija za beton i čelik se usvajaju bilinearni, slika 2.40.



Slika 2.40 Radni dijagrami za beton i čelik

Na radijalnim segmentima sile su sledeće:

1. opterećenje $P(\Delta\phi/2\pi)$, na prečniku $r=r_p$ (na mestu oslonaca);
2. tangencijalne sile u čeliku koji prolazi kroz radijalnu prslinu od deformacije ploče (F_{st}) i od početnog prethodnog naprezanja ($F_{st,p}$);
3. radijalne sile u čeliku koji prolazi kroz dijagonalnu prslinu, od deformacije ploče (dF_{sr}) i od početnog prethodnog naprezanja ($dF_{sr,p}$);
4. sila u čeliku koji prolazi kroz dijagonalnu prslinu od dejstva "trna" (dD);
5. sile u betonu upravno na radijalnu prslinu, (F_{ct});
6. sile u betonu na licu stuba, (dF_{cr}).

U pločama sa "unbonded" kablovima, može se smatrati da nema povećanja sila u kablovima usled deformacije ploče, pa se sile F_{st} i dF_{sr} mogu uzeti da su nula. Pošto su kablovi fleksibilni, takođe se može smatrati da je dD jednako nuli. Ostale sile se dobijaju iz istih izraza kao za ploče sa "bonded" kablovima.

Kada je radijus r_y u okviru koga sva armatura teče manji od radijusa probijanja r_w , tj:

$$r_y = \psi \frac{d}{\epsilon_{sy}} \left(1 - \frac{x}{d}\right) < r_w = r_o + (d - x) \cot 20^\circ \quad (2.3.69)$$

onda je

$$F_{st} = \int_{r_o}^{r_y} \rho_t \sigma_s d \cdot dr = \rho_t f_y dr_y \ln \left(\frac{r_y}{r_w} \right) \quad (2.3.70)$$

gde je ρ_t koeficijent armiranja tangencijalnom armaturom; $\sigma_s = E_s \epsilon_s$; i iz rotacije radijalnih segmenata kao krutih tela, $\epsilon_s = \psi \left(\frac{d}{r} \right) \left[1 - \frac{x}{d} \right]$; d statička visina ploče; x položaj neutralne linije i

$$dF_{sr} = \rho_r f_y dr_y \Delta\phi \quad (2.3.71)$$

gde je ρ_r koeficijent armiranja radijalnom armaturom.

Konačno, iz ravnoteže momenata klina na slici 2.39 sledi

$$dD(r_w - r_o) = \left[r_o d\rho_r f_y \Delta\phi + \left(\int_{r_o}^{r_y} \rho_t f_y dr + \int_{r_y}^{r_w} \rho_t f_y d \frac{r_y}{r} dr \right) \Delta\phi - r_w d\rho_r f_y \frac{r_y}{r_w} \Delta\phi \right] \cdot (d - x) \quad (2.3.72)$$

ili, uzimajući $(d-x)/(r_w - r_0) \approx \tan 20^\circ = 0.364$ i $\rho_t = \rho_r$

$$dD = 0.364 \rho_r f_y dr_y \ln \left(\frac{r_w}{r_y} \right) \Delta \phi \quad (2.3.73)$$

Kada je $r_y \geq r_w$, onda je

$$F_{st} = \int_{r_w}^{r_3} \rho_l f_y dr + \int_{r_3}^{r_y} \rho_l f_y d \frac{r_y}{r} dr = \rho_l f_y d \left[(r_y - r_w) + r_y \ln \left(\frac{r_3}{r_y} \right) \right] \quad (2.3.74)$$

$$dF_{sr} = \rho_r f_y dr_w \Delta \phi \quad (2.3.75)$$

$$dD = 0. \quad (2.3.76)$$

Ako je nivo prethodnog naprezanja $\gamma = \frac{\sigma_{sp}}{f_{0.2}}$, efektivni napon tečenja je:

$$\sigma_w = (1 - \gamma) f_{0.2} \quad (2.3.77)$$

$$F_{u,p} = \gamma f_{0.2} \rho_l d (r_3 - r_w) \quad (2.3.78)$$

$$dF_{sr,p} = \gamma f_{0.2} \rho_r dr_w \Delta \phi \quad (2.3.79)$$

Sile u betonu su:

$$dF_{cr} = \eta_c f_c A_c \quad (2.3.80)$$

$$F_{cl} = \int_{r_0}^{r_3} k_c f_c k_x x dr \quad (2.3.81)$$

U ovim jednačinama faktor koncentracije napona η_c je odnos između lokalnih napona pritiska i čvrstoće na pritisak cilindra. Ovaj faktor može se usvojiti:

$$\eta_c = \frac{\sigma_b}{f_c} = 1 + S_{gr} \quad (2.3.82)$$

gde je S_{gr} bezdimenzionalni gradijent napona u zoni loma.

Ako je A_c površina upravna na kosu silu dF_{cr} a A_{cl} površina preseka koji ograničava zonu loma, na udaljenosti x od površi A_c , onda je, slika 2.41,

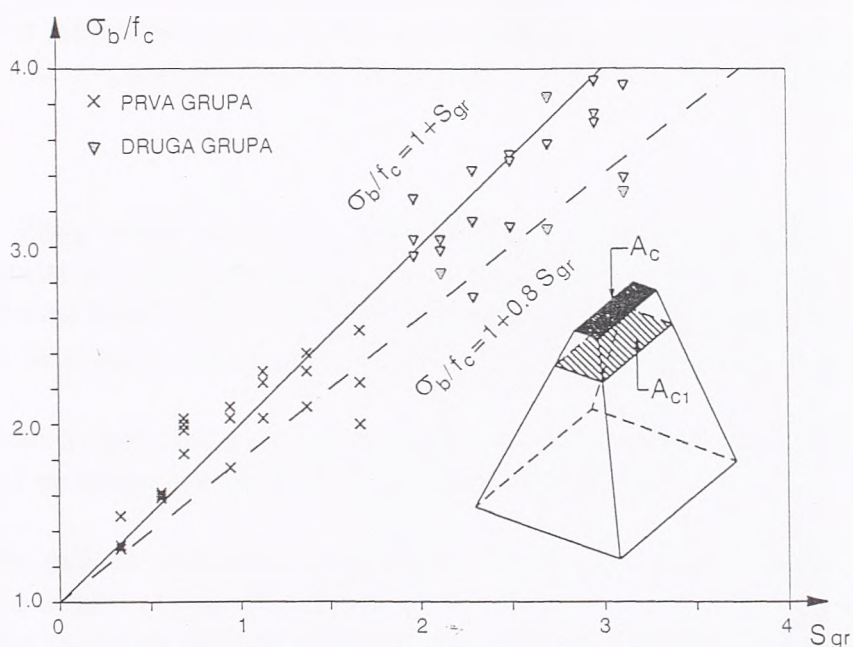
$$S_{gr} = \frac{\sigma_b}{f_c} \left(1 - \frac{A_c}{A_{cl}} \right) \quad (2.3.83)$$

Iz geometrijskih odnosa, površine A_c i A_{c1} se mogu sračunati:

$$A_c = \Delta\phi \left[r_0 - \frac{x \sin 70^\circ}{2 \sin(110^\circ - \alpha)} \sin \alpha \right] \frac{x \sin 70^\circ}{\sin(110^\circ - \alpha)} \quad (2.3.84)$$

$$A_{c1} = \Delta\phi \left[r_0 + x - \frac{x(1 + \tan 20^\circ) \sin 70^\circ}{2 \sin(110^\circ - \alpha)} \sin \alpha \right] \frac{x(1 + \tan 20^\circ) \sin 70^\circ}{\sin(110^\circ - \alpha)} \quad (2.3.85)$$

gde je α ugao nagiba sile dF_{cr} .



Slika 2.41 Odnos jednoaksijalne čvrstoće betona i lokalnih napona pritiska

U jednačini (2.3.81), k_c i k_x su funkcije koje definišu naponski blok u zavisnosti od dilatacije $\varepsilon_{c1} = \psi \left(\frac{x}{r} \right)$, dobijene iz rotacije krutog tela:

$$0 < k_c = \frac{\sigma_{c1}}{f_c} \leq 0.85 \quad (2.3.86)$$

gde je σ_{c1} ekstremno pritisknuto vlakno i

$$0.5 \leq k_x = 0.5 + 0.35 \left(\frac{\psi \frac{x}{r} - \varepsilon_{c1}}{0.0035 - \varepsilon_{c1}} \right) \leq 0.85 \quad (2.3.87)$$

gde je ε_{c1} dilatacija u betonu koja odgovara naponu od $0.85f_c$, tj. $\varepsilon_{c1} = 0.85f_c/E_c$.

Da bi se uspostavila veza između rotacije ψ , položaja neutralne linije x , nagiba sile pritiska u betonu na ivici stuba α i opterećenja P , posmatraju se tri jednačine ravnoteže u radialnoj ravni:

$$dF_{cr} + F_{c1} \Delta\phi = (dF_{sr} + dF_{sr,p}) + (F_{s1} \Delta\phi + F_{s1,p} \Delta\phi) \quad (2.3.88)$$

$$P \frac{\Delta\phi}{2\pi} = \xi dF_{cr} \sin \alpha + dD \quad (2.3.89)$$

gde je $\xi = \sqrt[3]{500/d(mm)}$, faktor "size" efekta,

$$P \frac{\Delta\phi}{2\pi} (r_p - r_0) = (dF_{sr} + dF_{sr,p} + F_{sl} \Delta\phi + F_{sl,p} \Delta\phi)z + dD(r_w - r_0) \quad (2.3.90)$$

gde je $z = (d - 0.45x)$ krak sila.

Ove tri nelinearne jednačine važe za ploče sa pravim kablovima. Za slučajeve sa krivim kablovima, kao i neravnomerno raspoređenim kablovima može se takođe naći rešenje (Shehata, 1985.)

Kriterijum loma. Zbog pretpostavke o rotaciji krutih radijalnih segmenata i plastičnosti betona na ivici stuba u radijalnom pravcu, za svaku rotaciju veću od one koja odgovara formiranju unutrašnje kose prsline ($P \approx 0.5P_u$), potpuno je razvijen lokalni napon pritiska $\eta_c f_c$. Odatle sledi da se sa promenom rotacije ψ menja jedino nagib sile pritiska.

Autori su definisali tri kritična stanja koja dovode do loma, odnosno do situacije u kojoj radijalni segmenti ne mogu više da nose silu pritiska na ivici stuba:

1. Ako ugao α sile pritiska dostigne 20° , javljaju se glavni naponi zatezanja u pritisnutom betonu i lom se dešava cepanjem betona.
2. Ako osrednjena radijalna dilatacija pritisnutog betona dostigne vrednost od 0.0035 na dužini plastičnog zgloba od ivice stuba, javlja se radijalno mrvljenje betona. Na bazi eksperimentalnih graničnih rotacija, za tu dužinu se može usvojiti, prema autorima, 150 mm. Onda je $\epsilon_{cr} = 0.0035 = \psi(x(mm))/150$.
3. Ako tangencijalna dilatacija betona dostigne vrednost 0.0035 na udaljenosti x od ivice stuba, javlja se tangencijalno mrvljenje betona.

Pomoću jednačina 2.3.88, 2.3.89 i 2.3.90, za određenu vrednost rotacije ψ , mogu se sračunati vrednosti x/d , α i P . Da bi se odredila granična nosivost ploče na probijanje, potrebno je naći graničnu rotaciju ψ_u pri kojoj je jedno od kritičnih stanja prvo dostignuto. U slučajevima kada je jako mali koeficijent armiranja ili prednaprezanja, opterećenje koje odgovara kritičnom stanju može biti jednako nosivosti na savijanje. U tom slučaju, lom je usled savijanja, sa probijanjem kao sekundarnim fenomenom.

U odnosu na model Kinnunen-a i Nylander-a, ovaj model predstavlja poboljšanje iz više razloga. Prvo, sile koje su posledica dejstva "trna" u zategnutoj armaturi se direktno sračunavaju iz ravnoteže modela, a ne usvajaju da iznose 30% nosivosti kao u Kinnunen-Nylander-ovom modelu (mada neki autori dovode u sumnju postojanje ovih sila). To je zbog toga što ovaj model dozvoljava deformaciju dela ploče iznad stuba između kosih prsline, dok u Kinnunen-Nylander-ovom modelu ovaj deo ploče ostaje nedeformisan, što nije u skladu sa rezultatima eksperimenata.

Dalje, u ovom modelu se pretpostavlja lom betona pri pritisku na ivici stuba ili (1) cepanjem zbog glavnih napona zatezanja ili (2) drobljenjem betona u radijalnom ili tangencijalnom pravcu. U Kinnunen-Nylander-ovom modelu, lom betona se pretpostavlja samo drobljenjem i to samo u tangencijalnom pravcu. Kosa radijalna sila pritiska se sračunava na osnovu lokalnih napona pritiska u zavisnosti od podužnog gradijenta napona. U Kinnunen-Nylander-ovom modelu za ove napone se usvaja konstantna vrednost od $2.35f_c$ (na osnovu triaksijalnog stanja napona), tako da na nju ne utiče ni veličina stuba ni debljina ploče. U modelu Shehata/Regan za veličine koje određuju lom betona usvojene su opšte prihvaćene vrednosti: $f_t=0.1f_c$ (za lom usled zatezanja pri definisanju graničnog ugla kose radijalne sile pritiska), i $\epsilon_{cu}=0.0035$ za lom usled pritiska i u radijalnom i u tangencijalnom pravcu. Takođe, ovim modelom mogu da se obuhvate i sile na konturi ploče, i prethodno naprezanje.

Međutim, ovakva definicija loma nije potpuna, s obzirom da je u nekim testovima lom betona lokalizovan uz ivicu stuba, gde su radijalne dilatacije veće od tangencijalnih; u drugim, pak, lom se javio a da nijedna dilatacija nije dostigla vrednost (<0.0015) koja bi mogla biti uzrok loma. U poglavlju 7, nakon objašnjenja mehanizma loma usled probijanja, biće komentarisani mehanički modeli tipa Kinnunen-Nylander. Naime, pored uslova loma u betonu, mogu se staviti i druge primedbe na ovakve modele.

Nešto kasnije Shehata /31/ je objavio i pojednostavljenu verziju ovog modela. Uveo je sledeće aproksimacije:

- zanemaruju se sile od dejstva "trna" u armaturi, pošto u praktičnim slučajevima prema autoru, u trenutku loma usled probijanja, armatura već teče pa su ove sile jednake nuli;
- pretpostavlja se da je ugao koji kosa radijalna sila pritiska u betonu zaklapa sa horizontalom 10° ;
- položaj neutralne linije u elastoplastičnom stanju ploče može se približno sračunati prema izrazu

$$\frac{x_0}{d} = 0.8(n\rho_e)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{35}{f_c} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.3.91)$$

gde je f_c čvrstoća na pritisak na cilindru u MPa, a ρ_e koeficijent armiranja za referentnu granicu tečenja 500 MPa:

$$\rho_e = \rho \frac{f_y}{500} \quad (2.3.92)$$

- faktor koncentracije napona n_c za triaksijalno stanje napona je aproksimirao izrazom:

$$n_c = 1.4 \left(\frac{2d}{r_0} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 1.25 \quad (2.3.93)$$

Na kraju se dobije izraz za graničnu nosivost na probijanje ploče:

$$P = 2r_0 x n_c f_c \pi \tan 10^\circ \quad (2.3.94)$$

a kada se uzme u obzir i "size" efekat:

$$P = 2r_0 x n_c f_c \pi \tan 10^\circ \left(\frac{500}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.3.95)$$

Što se tiče uticaja prethodnog naprezanja, jedina razlika između armiranobetonskih i prethodno napregnutih ploča koje imaju istu nosivost na savijanje ($f_{y,p} = \rho_p f_{0,2}$), nakon stanja dekompresije, je u položaju neutralne linije. Autor predlaže da se veza između položaja neutralne linije armiranobetonskih i prethodno napregnutih ploča jednake nosivosti na savijanje sračuna prema sledećem izrazu:

$$\frac{x_p}{d} = \left(\frac{x_0}{d} \right) 0.6 \left(1 + \frac{\gamma_p}{0.7} \right) \quad \text{za kablove sa spojem sa betonom} \quad (2.3.96)$$

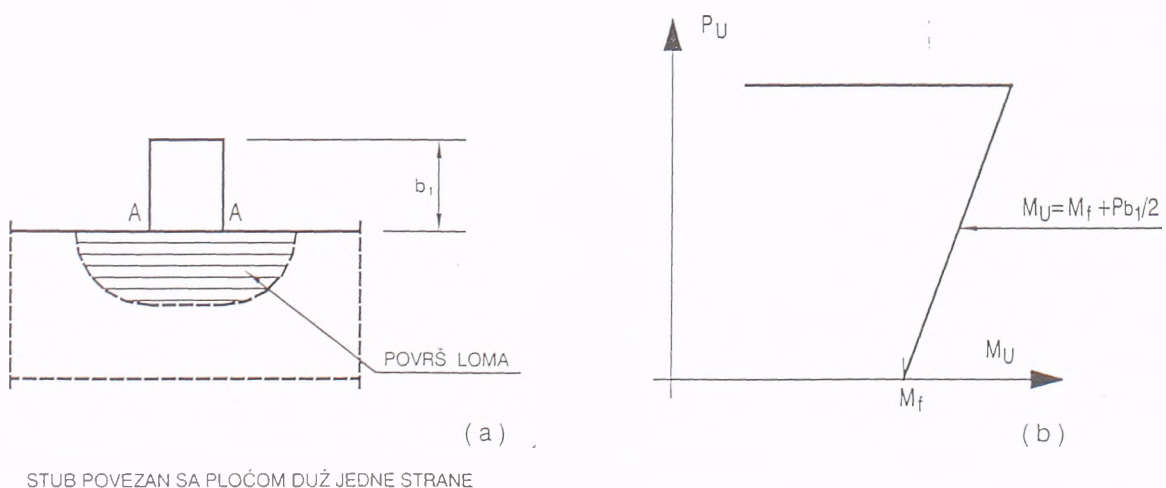
$$\frac{x_p}{d} = \left(\frac{x_0}{d} \right) \left(0.35 + 0.85 \frac{\gamma_p}{0.9} \right) \quad \text{za kablove bez spoja sa betonom} \quad (2.3.97)$$

gde je $\gamma_p = \sigma_{sp} / f_{0,2}$ nivo prethodnog naprezanja.

Do sada, nema predloženih mehaničkih modela za određivanje granične nosivosti veze ivičnog stuba i ploče na probijanje. S obzirom na ekscentričnost opterećenja i nesimetriju geometrije, veza je uvek opterećena momentom savijanja (upravnim na ivicu ploče) i silom. Ovde će biti navedeno nekoliko predloga, koji u stvari nisu mehanički modeli u smislu da opisuju ponašanje veze i mehanizam loma koji dovodi do probijanja, već se zasnivaju na metodi kritičnog preseka.

Regan - 1981.

Regan /32/ je predložio rešenje u vidu interakcionih dijagrama na sledeći način. U slučaju da je stub povezan sa pločom samo duž unutrašnje ivice, slika 2.42a, čista nosivost na savijanje će biti granični momenat (loma) duž ivice AA - M_f .



Slika 2.42 Nosivost stuba povezanog za pločom duž jedne strane, Regan

Kada se doda i transverzalna sila, pod uslovom da je lom još uvek usled savijanja, granični momenat oko centra stuba postaje:

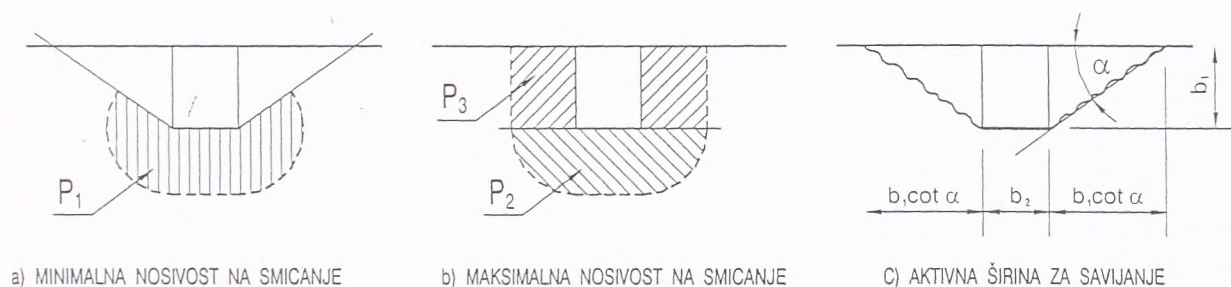
$$M_u = M_f + P b_1 / 2 \quad (2.3.98)$$

Kao i za grede bez armature za smicanje, usvojeno je da je nosivost na smicanje nezavisna od momenta savijanja i izražena kao funkcija graničnog nominalnog napona smicanja na kosoj površini loma osenčenoj na slici 2.42a. Kompletan interakcioni dijagram momenat-transverzalna sila je prikazan na slici 2.42b.

U slučaju da se spoljašnja ivica stuba poklapa sa ivicom ploče, najmanja nosivost P_1 koja odgovara lomu usled smicanja je definisana graničnom vrednošću nominalnog napona smicanja i površinom osenčenom na slici 2.43a. Najveća moguća nosivost na smicanje ($P_2 + P_3$) je data istim naponom na površini kao na slici 2.43b. S druge strane, nosivost na savijanje je određena graničnim momentom obezbeđenim armaturom upravnom na ivicu ploče koja seče "linije loma", na slici 2.43c. Za ravnomerno raspoređenu armaturu ugao α se može sračunati prema izrazu

$$\cot \alpha = \sqrt{\frac{m_{11}}{m_1}} \quad (2.3.99)$$

gde su m_{11} i m_1 momenti nosivosti po jedinici širine za armaturu paralelnu i upravnu na ivicu ploče.



Slika 2.43 Nosivost ivičnog stuba na smicanje i savijanje, Regan

Cista nosivost na savijanje je onda

$$M_{flex} = M_f + 2b_1 \sqrt{\frac{m_{11}}{m_1}} \quad (2.3.100)$$

Granični momenat loma veze je jednak zbiru ove nosivosti na savijanje i $P_1 b_1 / 2$ i pojavljuje se istovremeno sa smicanjem P_1 .

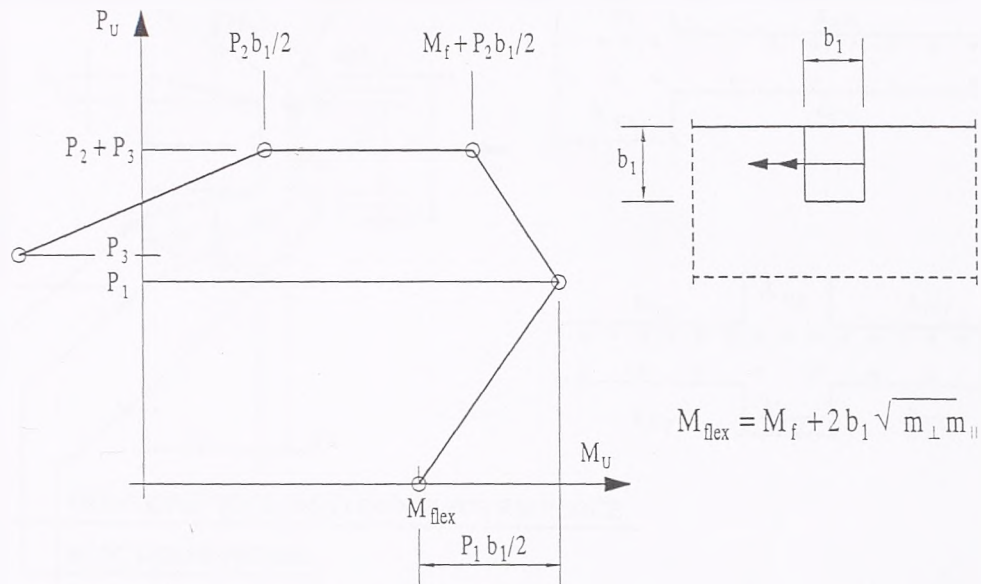
Da bi veza između stuba i ploče mogla da prenese veće smicanje, mora se smanjiti momenat koji može da prenese i pretpostavlja se da je puna nosivost na smicanje ($P_2 + P_3$) moguća jedino u odsustvu torzije, odnosno sa fleksionom komponentom svedenom samo na armaturu koja prolazi na širini stuba (M_f), tako da je

$$M_u \leq M_f + P_2 b_1 / 2 \quad (2.3.101)$$

Nosivost na smicanje ($P_2 + P_3$) može da postoji za momente savijanja $0 \leq M \leq M_f$ ili totalne momente, slika 2.44.

$$P_2 b_1 / 2 \leq M_u \leq M_f + P_2 b_1 / 2 \quad (2.3.102)$$

Nakon toga otpornost na smicanje opada kako se razvija spoljni ekscentricitet opterećenja i dostiže vrednost za dve ivične grede (P_3) za obrnut znak momenta koji odgovara kapacitetu nosivosti donje armature. Kompletan interakcioni dijagram je prikazan na slici 2.44.



Slika 2.44 Interakcioni dijagram transversalna sila-momenat za ivični stub, Regan

Autor je predložio da se momenti van širine stuba b_2 mogu povećati, ukoliko postoji specifična torziona armatura na ivici ploče, za torzionu nosivost koja je na taj način obezbeđena. Ali da bi ova armatura bila efikasna, prema autoru, ona mora biti na relativno malom rastojanju ($<0.5d$) i mora imati tačno definisan vertikalni presek. Za praktično projektovanje predlaže se da se interakcioni dijagram svede na bilinearan dijagram (dok je ekscentricitet unutra):

$$P_u \leq 0.8(P_2 + P_3) \quad (2.3.103)$$

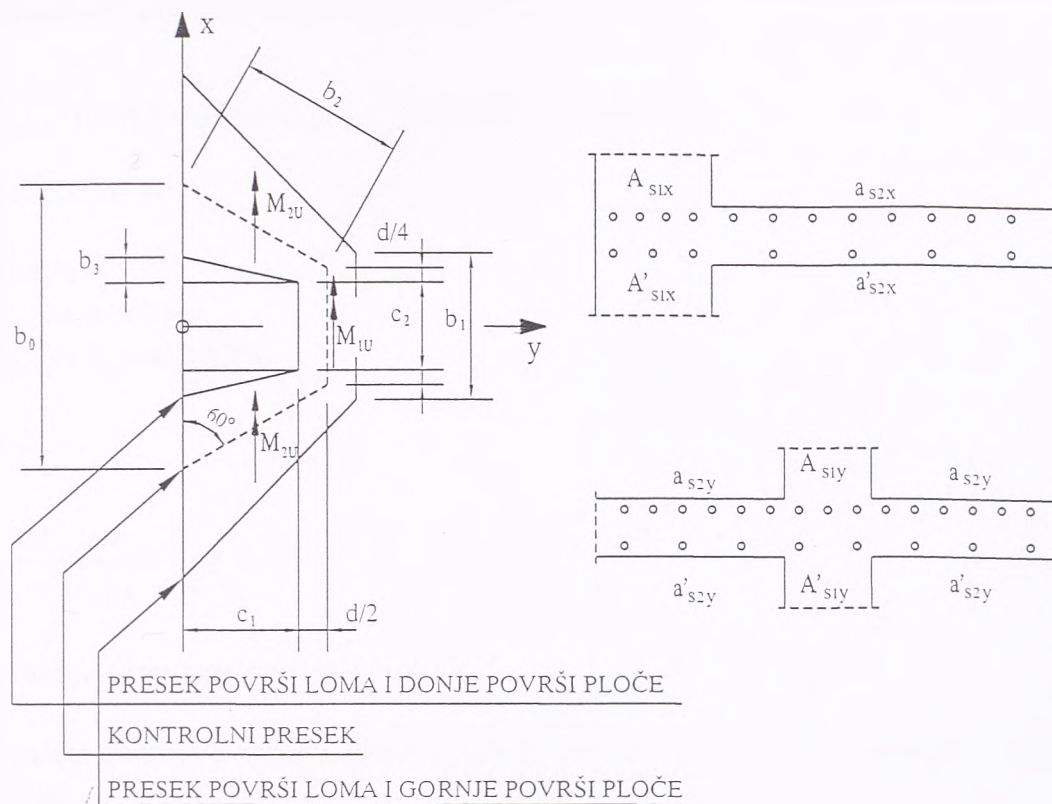
$$M_u \leq M_{flex} + \frac{P b_1}{2} \frac{P_2}{P_2 + P_3} \quad (2.3.104)$$

Pollet - 1983.

Drugi model je predložio **Pollet** [32]. Prema ovom autoru, postoje dva moguća mehanizma loma veze ivičnog stuba i ploče - lom od smicanja i lom od kombinovanog dejstva savijanja i torzije.

Za vezu opterećenu opterećenjem sa ekscentricitetom upravnim na ivicu ploče, pretpostavlja se da je površ loma kao na slici 2.45, i za proračun ona je predstavljena nacrtanim kontrolnim presekom. Opterećenje koje deluje u vezi stub-ploča su vertikalna sila P i momenat $M=Pe$ oko težišta kontrolnog preseka. Momenti na delovima obima b_1 i b_2 kontrolnog preseka su proporcionalni dužini njihovih projekcija na ivicu ploče:

$$M_{2u} = \frac{P_u e}{2} \left(1 - \frac{b_1}{b_0} \right) \quad (2.3.105)$$



Slika 2.45 Lom usled smicanja, veza ivičnog stuba i ploče, Pollet

Momenti M_{2u} se razlažu na fleksionu komponentu M_B i torzionu komponentu M_T :

$$M_T = \frac{P_u e}{2} \left(1 - \frac{b_1}{b_0} \right) \cos 30^\circ \quad (2.3.106)$$

Ako se pretpostavi plastična raspodela torzionih napona smicanja na površini $b_2 d$, vertikalne sile usled torzije su:

$$\Delta P_u = \frac{M_T}{2 \left(b_2 - \frac{d}{3} \right)} = \frac{P_u e}{4} \frac{\left(1 - \frac{b_1}{b_0} \right)}{\left(b_2 - \frac{d}{3} \right)} \cos 30^\circ \quad (2.3.107)$$

Totalna sila usmerena na dole po obimu kontrolnog preseka je onda $P_u + 2\Delta P_u$ i otpornosti koje su na raspolaganju duž strane b_2 su redukovane faktorom η da se uvedu efekti torzije:

$$\eta = \frac{P_u}{P_u + 2\Delta P_u} = \frac{1}{1 + \frac{e(1 - b_1 / b_0)}{(b_2 - d / 3)} \cos 30^\circ} \quad (2.3.108)$$

Granična nosivost na probijanje ploče je onda:

$$P_u = \tau_u d (b_1 + 2\eta b_2) \quad (2.3.109)$$

gde je nominalni granični napon smicanja dat jednačinom:

$$\tau_u = \sqrt{f_c f_{c0}} \left[0.0496 - 0.02076 \xi_1 + \rho_{eff} (0.00949 \xi_2 - 0.00397 \xi_1 \xi_2) \right] \quad (2.3.110)$$

U ovoj jednačini su:

$$f_{c0} = 20 \text{ MPa}$$

$$\xi_1 = d/d_0, \text{ sa } d_0 = 0.6 \text{ m}$$

$$\xi_2 = f_y/f_{y0}, \text{ sa } f_{y0} = 420 \text{ MPa}$$

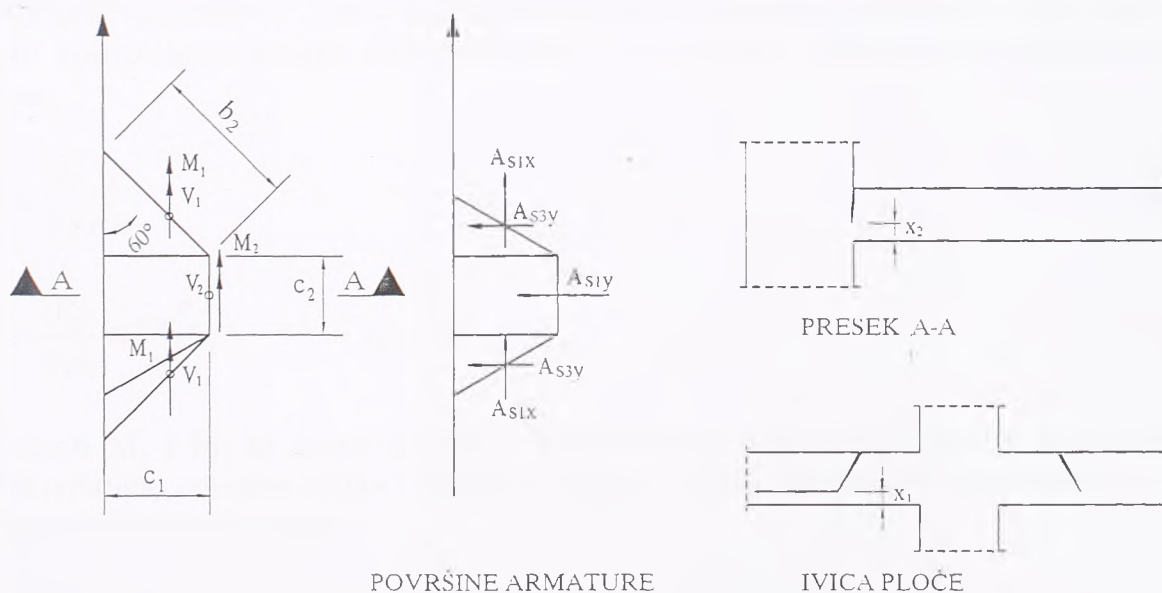
i

$$\rho_{eff} = \rho_x + \rho_y$$

$$\rho_x = \frac{A_{s1x} + A_{s1x} + a_{s2x} d}{(b_1 + 2b_2) d}, \rho_y = \frac{A_{s1y} + A_{s1y} + a_{s2y} b_2 + 2a_{s2y} b_1}{(b_1 + 2b_2) d}$$

sa površinama armatura kao na slici 2.45.

Za lom usled kombinovanog dejstva savijanja i torzije, površ loma je pretpostavljena kao na slici 2.46.



Slika 2.46 Lom usled kombinacije savijanja i torzije, ivični stub, Pollet

Ukoliko opterećenje P_u deluje na ekscentricitetu $e_u = M_u/P_u$ u odnosu na težište stuba, uslovi ravnoteže glase:

$$M_u = 2M_1 + M_2 \quad (2.3.111)$$

$$P_u = 2V_1 + V_2 \quad (2.3.112)$$

Pretpostavlja se da je $V_2 = \lambda_R P_u$, gde je λ_R koeficijent izveden iz analize sprovedene konačnim elementima i iznosi:

$$\lambda_R = 0.40 + 0.02 \frac{l_y}{l_x} (\xi_4 - 2.25) + 0.05 \xi_4 + 0.1 \xi_3 (\xi_4 - 1.7) \quad (2.3.113)$$

gde je

$$\begin{aligned} \xi_3 &= h/h_0 \text{ sa } h_0 = 0.6 \text{ m} \quad (0.15 \leq \xi_3 \leq 1.00) \\ \xi_4 &= c_2/c_1 \quad (0.67 \leq \xi_4 \leq 1.50) \end{aligned}$$

Ekscentricitet vertikalne smičuće reakcije je onda $\lambda_R c_2/2$, a efektivan ekscentricitet opterećenja je $e - \lambda_R c_2/2$.

Pretpostavljeno je, takođe, da beton prihvata samo napone pritiska. Naponi smicanja su sračunati kao osrednjeni na visini pritisnute zone betona, a normalni naponi kao da je naponski blok pravougaoni. Na delu 1 kontrolnog preseka iznose:

$$\sigma_{b1} = \frac{A_{s1x} f_{s1} c_2 + A_{s3y} f_{s3} b_5}{0.8 x_1 b_7^2} \quad (2.3.114)$$

$$\tau_{v1} = \frac{V_1}{x_1 b_7} = \frac{P_u (1 - \lambda_R)}{2 x_1 b_7}; \quad \tau_{h1} = \frac{A_{s1x} f_{s1} b_6 - A_{s2y} f_{s2} c_2}{x_1 b_7^2} \quad (2.3.115)$$

gde su naponi u čeliku f_{s1} , $f_{s3} = \eta \eta_a f_y$, sa $\eta = 0.65 + 0.25(e/c_2 - 1.4)$, za $0.65 \leq \eta \leq 0.80$ i $e/c_2 \geq 1.4$. Koeficijent η_a zavisi od načina ankerovanja gornje armature upravne na ivicu ploče, i za dobro konstruisane detalje armature iznosi 1.0. Na delu 2 kontrolnog preseka naponi iznose:

$$\sigma_{b2} = \frac{A_{s2y} f_y}{0.8 x_2 c_1} \quad (2.3.116)$$

$$\tau_{v2} = \frac{V_2}{x_2 c_1} = \frac{\lambda_R P_u}{x_2 c_1}; \quad \tau_{h2} = 0 \quad (2.3.117)$$

Momenti M_1 i M_2 se mogu na sličan način izraziti u funkciji poznatih geometrijskih karakteristika, površine čelika i napona u čeliku, i visina pritisnutih zona betona i x_1 i x_2 . Onda je granična sila loma:

$$P_u = \frac{2M_1 + M_2}{e - \frac{\lambda_R c_2}{2}} \quad (2.3.118)$$

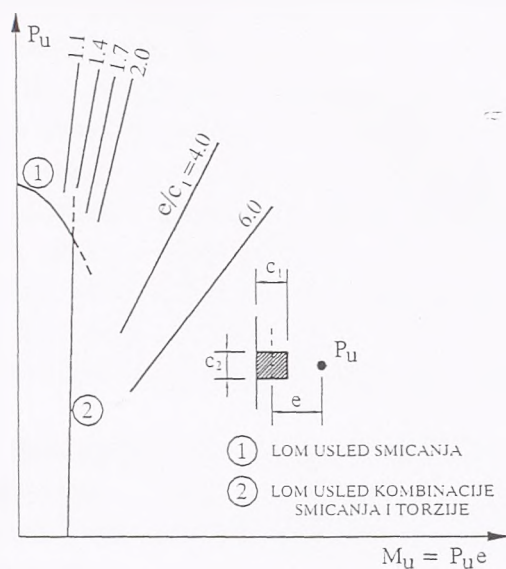
Sledeći kriterijum loma se primenjuje za beton:

$$\frac{\sigma}{f_{cp}} = \frac{2}{\sqrt{\xi^2 (\xi - 1)^2 + (\xi + 1)^2 + 0.7 \xi (\xi^2 - 1)}} \quad (2.3.119)$$

gde je $\xi = 3.33 \sqrt{f_{cp}}$, $\zeta = \sqrt{1 + 4 \tan^2 \phi}$, $\tan \phi = \tau_v / \sigma_b$.

Rešenje za granično opterećenje P_u se može dobiti pretpostavljanjem početnih vrednosti za x_1 i x_2 , sračunavanjem $\tan\phi_1$ i $\tan\phi_2$, primenjivanjem kriterijuma loma da bi se odredili σ_{b1} i σ_{b2} i zatim sračunavanjem novih vrednosti za x_1 i x_2 . Iterativni postupak se nastavlja dok se ne dobije zadovoljavajuće slaganje između početne i sledeće vrednosti za x_1 i x_2 i onda se sila loma P_u može sračunati.

Opšta priroda rezultata dobijenih ovom metodom je prikazana na slici 2.47.



Slika 2.47 Dijagram interakcije transverzalna sila-moment, ivični stub, Pollet

Oba predloga, i Regan-ov i Pollet-ov, se u suštini zasnivaju na metodi kritičnog preseka, ali se ne određuje povećanje napona smicanja u kritičnom preseku od dela momenta savijanja koji se prenosi nejednakim smicanjem i od momenta torzije, već se mogući lom razdvaja na dve vrste-lom od smicanja i lom od kombinacije savijanja i torzije, i sračunavaju nosivosti odgovarajućih delova kritičnog preseka na smicanje i savijanje. Osnovni problem kod ovakvog pristupa, koji liči na grednu analogiju, je raspodela transverzalnih sila i momenata savijanja na pojedine strane kritičnog preseka (Pollet uvodi koeficijent dobijen metodom konačnih elemenata), a zatim, i način sračunavanja njihove nosivosti na smicanje i savijanje (treba imati u vidu da se radi o troosnom stanju napona).

2.3.5 Analitičke metode zasnovane na teoriji plastičnosti

Metodom linija loma, koje su specijalan slučaj kinematičke metode teorije plastičnosti, može se odrediti gornja granica granične nosivosti na savijanje veze između stuba i ploče, što je bitno radi utvrđivanja koji će se lom prvi desiti, ukoliko se mogu razdvojiti. U slučaju delovanja velikih transverzalnih sila i neizbalansiranog momenta savijanja koji se prenosi sa ploče na ivični stub, sa stanovišta teorije linija loma, mehanizam loma može biti lokalni, u vidu lepezastih linija loma oko stuba, ili globalni mehanizam loma koji obuhvata linije loma u celoj ploči.

Park i Islam [27] su razvili takav globalni mehanizam loma. Međutim, ovakav mehanizam loma odgovara uslovima dominantnog savijanja, odnosno neizbalansirani

moment savijanja na vezi stuba i ploče je glavni uzrok loma, pri čemu je smicanje malo. Oni su, takođe razvili i lokalni mehanizam loma, sa lepezastim linijama loma oblika kružnice sa centrom u uglovima stuba, za izotropne ploče. Za ortotropne ploče, **Gesund i Goli** /33/ koriste dosta složeniji izraz za prečnik ugaonih lepezastih linija loma. U svakom slučaju, bez obzira da li se radi o globalnoj ili lokalnoj konfiguraciji loma, metodom linija loma može se odrediti samo gornja granica granične nosivosti na savijanje ploče ili veze između ploče i stuba, a ne i granična nosivost ploča na probijanje.

Primenom teorije plastičnosti na lokalno modeliranje ali samo osnosimetričnog slučaja probijanja (znači veza između unutrašnjeg stuba i ploče) bavili su se danski istraživači **Nielsen i Braestrup** /35/. Primenom kinematičke teoreme teorije plastičnosti i korišćenjem osne simetrije izveli su gornju granicu za silu loma. Matematičko rešenje u ovom predlogu je dosta komplikovano ali se može predstaviti u obliku pogodnom za projektovanje. Osnovni nedostatak je što se ne može obuhvatiti uticaj armature za prijem sila zatezanja od savijanja, uticaj membranskih sila i sila prethodnog naprezanja. Osim toga u nesimetričnom slučaju (kao što je to veza ivičnog stuba i ploče) ne može se uvesti pretpostavka o ravnom stanju deformacija, već o prostornom stanju napona, što toliko matematički komplikuje problem da ga je praktično nemoguće rešiti.

Sličan model razvio je i **Bortolotti** /36/, ali je u modifikovan Mohr-Coulomb-ov uslov loma uveo i "strain softening" betona u pritisku i zatezanju, tj. promenljiv ugao unutrašnjeg trenja u betonu. Osim profinjenijeg modela za beton, ovaj predlog ima iste nedostatke kao i napred navedeni.

Primenom statičke metode teorije plastičnosti na rešavanje problema probijanja ali samo u osnosimetričnom slučaju su se bavili švajcarski istraživači **Pralong, Brandli i Thurlimann** /37/. Njihov predlog se zasniva na modelu rešetke pri čemu se kao vertikalna ispuna rešetke aktivira zatezanje u betonu (slično grednom modelu, samo bez poprečne armature), što je malo verovatno.

3 PROGRAM SOPSTVENIH EKSPERIMENTALNIH ISTRAŽIVANJA

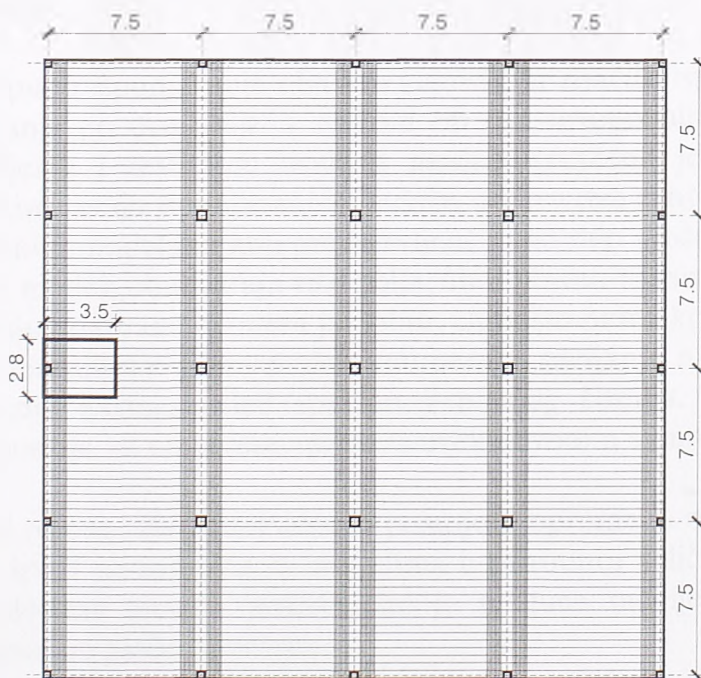
3.1 Predmet i cilj ispitivanja

Proračun granične nosivosti na probijanje "liftovanih" prethodno napregnutih ploča sa kablovima bez spoja sa betonom se zasniva na empirijskim formulama koje su izvedene za armiranobetonske ploče. U nekim propisima (ACI 318-89 /44/) čak nije dozvoljeno uzeti u obzir uticaj prethodnog naprezanja na graničnu nosivost na probijanje u slučaju ivičnih i ugaonih stubova, što je uglavnom posledica malog broja eksperimentalnih podataka.

Stoga se autor disertacije opredelio za eksperimentalno istraživanje ponašanja i granične nosivosti na probijanje veze između prethodno napregnute "liftovane" ploče sa kablovima bez spoja sa betonom i ivičnog stuba. Cilj izvedenog ispitivanja je praćenje ponašanja veze za eksploataciona opterećenja (razvoj i slika prslina, ugibi, naponska stanja u betonu, kablovima i prethodno nezategnutoj armaturi i čeliku "kragne") kao i u fazi loma, granična nosivost na probijanje, mehanizam loma, povećanje napona u kablovima bez spoja sa betonom. Dakle, praćenje ponašanja ploče u okolini ivičnog stuba za sva naponsko-deformacijska stanja od interesa za teoriju i praksu.

3.2 Opis modela

Modeli na kojima je izvršeno eksperimentalno ispitivanje su napravljeni na osnovu konstrukcije ploče prototipa koja je prikazana na slici 3.1.



Slika 3.1 Dispozicija konstrukcije ploče prototipa

Za prototip je izabrana prethodno napregnuta "liftovana" ploča koja ima četiri polja u svakom od dva ortogonalna pravca, razmaka stubova 7.5 m. Ploča je dimenzionisana za dodatno stalno opterećenje od 1.0 kN/m^2 i povremeno opterećenje u iznosu od 2.5 kN/m^2 . Usvojena je debljina ploče 18.0 cm, što daje uobičajen odnos raspona i visine $l/d=41.7$ za

ovaj nivo povremenog opterećenja. Iz uslova da se ekvivalentnim opterećenjem od kablova balansira sopstvena težina ploče, dobijeno je da je u x-pravcu (veća statička visina, odnosno veća strela parabolične trase kablova) potrebno 20 užadi prečnika $\phi 12.5$ mm u svakom polju, a u y-pravcu, u kome trasa kablova ima manju strelu, 24 užeta istog prečnika. Osrednjeni nivo prethodnog naprezanja (centrični napon pritiska) u ploči iznosi oko 1.5 MPa, što je takođe uobičajeno za ploče. Usvojen je takozvani "banded" raspored kablova, što znači da su kablovi u jednom pravcu raspoređeni na jednakom rastojanju u svim poljima, a u drugom pravcu su grupisani u uskim trakama iznad stubova. Ovakav raspored kablova je veoma pogodan za izvođenje, a i koncentracija kablova u uskim zonama iznad stubova povećava nosivost na probijanje.

U ovom slučaju, za pravac u kome su ekvidistantni kablovi u svim poljima izabran je x-pravac, a u y-pravcu su kablovi grupisani u trakama iznad stubova. Dodatna, prethodno nezategnuta armatura dimenzionisana je prema američkim propisima ACI 318-89/44/. Predpostavljeno je da se nakon "liftovanja" ploče, veza između ploče i stuba ne monolitizuje, tako da mora postojati drugi konstruktivni sistem za prijem horizontalnih sila.

Zbog mogućnosti postojeće opreme, ispitivanje je izvršeno na izdvojenim modelima koji predstavljaju zonu ploče oko ivičnog stuba prikazanu na slici 3.1. Pri izboru modela treba obratiti pažnju na dva osnovna problema. Prvi je da konturni uslovi budu tako izabrani da izdvojeni model tačno opisuje ponašanje kontinualne višepanelne ploče protipa u svim fazama opterećivanja. Drugi problem je razmera modeliranja, jer je nosivost na probijanje funkcija tzv. "size" efekta, efekta veličine (debljina ploče, dimenzija stuba), tj. modeliranje u umanjenim razmerama može da dovede do pogrešnih zaključaka o ponašanju protipa.

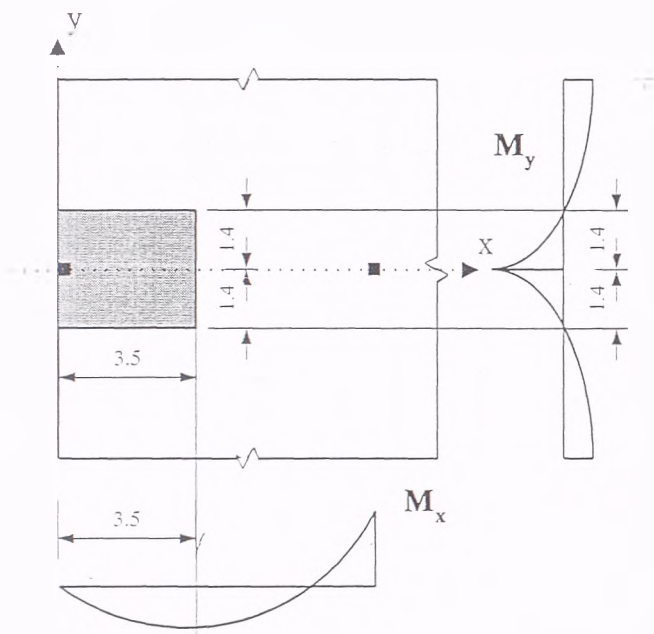
Na žalost, potpuno ispunjavanje oba ova zahteva bi značilo ispitivanje na modelima koji bi imali najmanje po dva polja u svakom od dva ortogonalna pravca i to u prirodnoj veličini. Pravljenje i testiranje ovakvih modela izuzetno je skupo, pa se istraživači uglavnom zadovoljavaju ispunjavanjem jednog od ova dva zahteva. Dakle, ili se ispitivanje vrši na izdvojenim modelima koji predstavljaju samo deo ploče do linije kontrafleksije, u razmeri 1:1, ili modeli obuhvataju više polja, ali u znatno umanjenoj razmeri, najčešće 1:3. U prvom slučaju odabrana razmera je dobra, ali pošto nema kontinuiteta u modelu, nema ni efekata kontinuiteta: preraspodele momenata savijanja nakon pojave prslina, sila u ravni ploče koje nastaju usled sprečenog bočnog širenja. U drugom slučaju efekti kontinuiteta postoje ali umanjena razmera uvek dovodi u sumnju dobijene podatke.

Kao što je već rečeno, zbog mogućnosti postojeće opreme, u ovom slučaju je izabrano da se ispitivanje izvrši na izdvojenim modelima u prirodnoj veličini (razmera 1:1), ali da se konturnim uslovima modela pokuša, što je moguće tačnije, da se imitira ponašanje stvarne kontinualne ploče prototipa.

Izbor dimenzija i konturnih uslova modela. Pošto se radi o "zglobnoj" vezi između stuba i ploče, momenti u x-pravcu su jednaki nuli iznad stuba, a dostižu maksimalnu vrednost negde u polju, dok momenti u y-pravcu imaju negativni maksimum iznad stuba, a nulu i pozitivni maksimum u susednom polju, slika 3.2.

Na osnovu elastične analize ploče prototipa određen je položaj linije kontrafleksije za momente savijanja u y-pravcu, odnosno položaj linije maksimalnih momenata savijanja u

prvom polju u x- pravcu. Iz ove analize proistekle su dimenzije modela u osnovi: u y- pravcu 2.8 m, što odgovara položaju linije kontrafleksije momenata savijanja u tom pravcu, odnosno 3.5 m u x-pravcu, što odgovara položaju linije maksimalnih momenata savijanja u tom pravcu. To znači da na ivici ploče za koju je $x=3.5$ m treba postići konturne uslove $M_x=0, T_x=0$, a na ivicama za koje je $y=\pm 1.4$ m, odnosno $y=+1.4$ m, konturne uslove $M_y=0, T_y=0$. Ivica za koju je $x=0$, u modelu i u prototipu je slobodna ivica. Pored naponskih, potrebno je ostvariti i deformacijske konturne uslove u modelu koji će odgovarati prototipu.



Slika 3.2 Konturni uslovi za model

Ponovo zbog mogućnosti postojeće opreme, bilo je potrebno da se opterećenje nanosi kroz stub, a da se model osloni po konturi. Ukoliko bi se model slobodno oslonio po konturi (osim ivice $x=0$, jer je to slobodna ivica), pomenuti naponski i deformacijski konturni uslovi ne bi bili zadovoljeni. Zato je ivica $x=3.5$ m uklještena, pošto je to jedini način da se proizvede moment na kraju ploče, a uklještenje je ostvareno pomoću dva jako kruta čelična virendela na malom rastojanju. Druge dve ivice, $y=\pm 1.4$ m, su mogle biti slobodno oslonjene što se naponskih uslova tiče, ali takva kontura ne zadovoljava uslove po deformacijama.

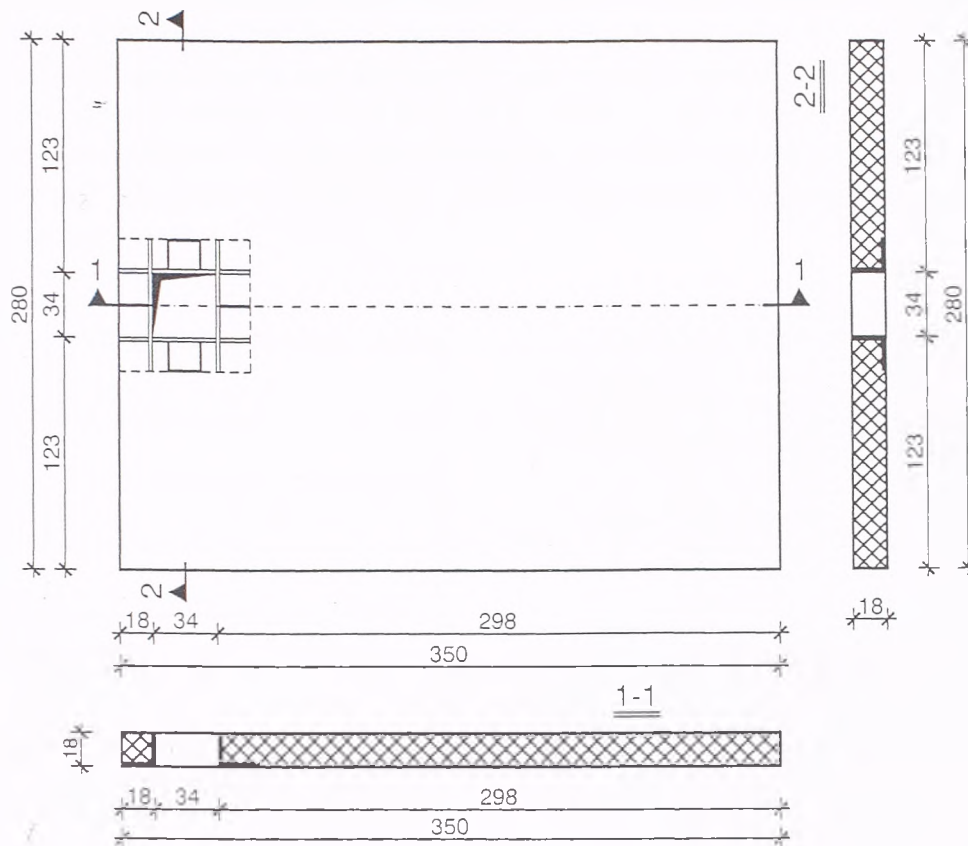
Naime, to bi dovelo do toga da su pomeranja svih tačaka modela duž tih ivica jednaka a to nije slučaj u prototipu. Zato su ove ivice neoslonjene-slobodne, ali su na mestima $y=\pm 1.4$ m, $x=0$, postavljene zatege sa navrtkama, koje se u toku nanošenja opterećenja odvrću i na taj način diktira deformacija ovih tačaka. Na ovaj način mogu se potpuno zadovoljiti i naponski ($M_y=0, T_y=0$) i deformacijski konturni uslovi duž ovih ivica modela. Uvođenjem zatega pomoću kojih se može diktirati deformacija modela istovremeno sa nanošenjem opterećenja kroz stub, postignuto je da se u modelu mogu ponoviti sva naponsko-deformacijska stanja ploče prototipa od vertikalnog opterećenja.

S obzirom da u modelu postoji uklještenje, omogućena je i preraspodela momenata savijanja nakon pojave izraženih prslina. Jedini nedostatak ovako usvojenog modela jeste što se u njemu ne mogu razviti sile u ravni ploče usled sprečenog bočnog širenja kao u kontinualnim pločama, a one povećavaju nosivost na probijanje, što treba imati u vidu.

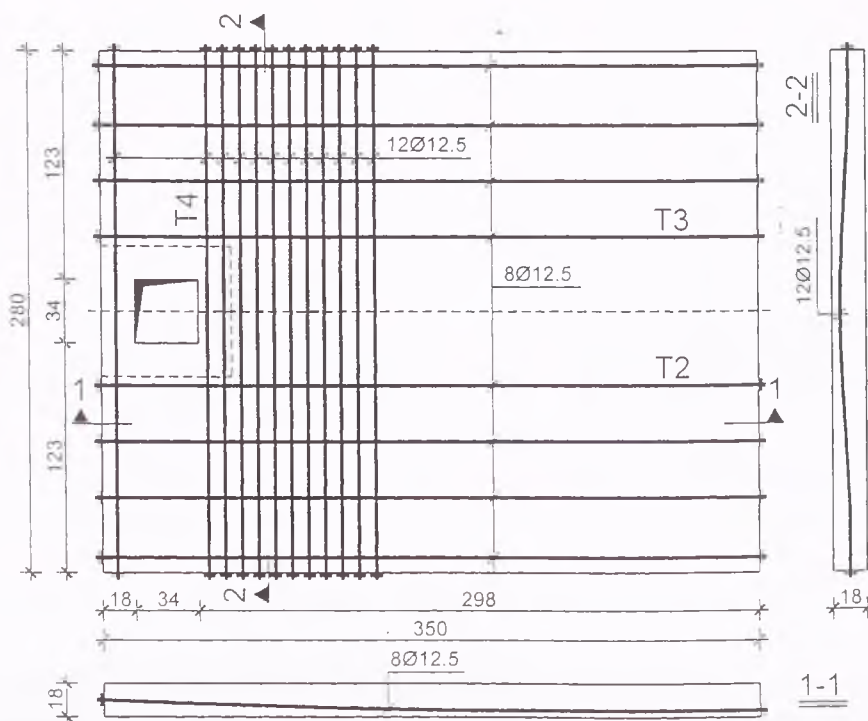
Ukupno je testirano tri modela, S1, S2 i S3, svi istih dimenzija: 3.5 m x 2.8 m u osnovi, debljina ploče 18.0 cm. Na sredini slobodne ivice nalazi se otvor za stub, dimenzija 34.0 cm x 34.0 cm, koji je opšiven čeličnim profilima. tzv. "kragnom". Geometrija modela je prikazana na slici 3.3.

Svi modeli su imali isti broj i raspored užadi $\phi 12.5$ mm. 8 u x-pravcu i 12 u y-pravcu. Trasa užadi kao i sila prethodnog naprezanja bila je u svim modelima ista, slika 3.4. O samom

prethodnom naprezanju biće više reči u posebnom poglavlju.



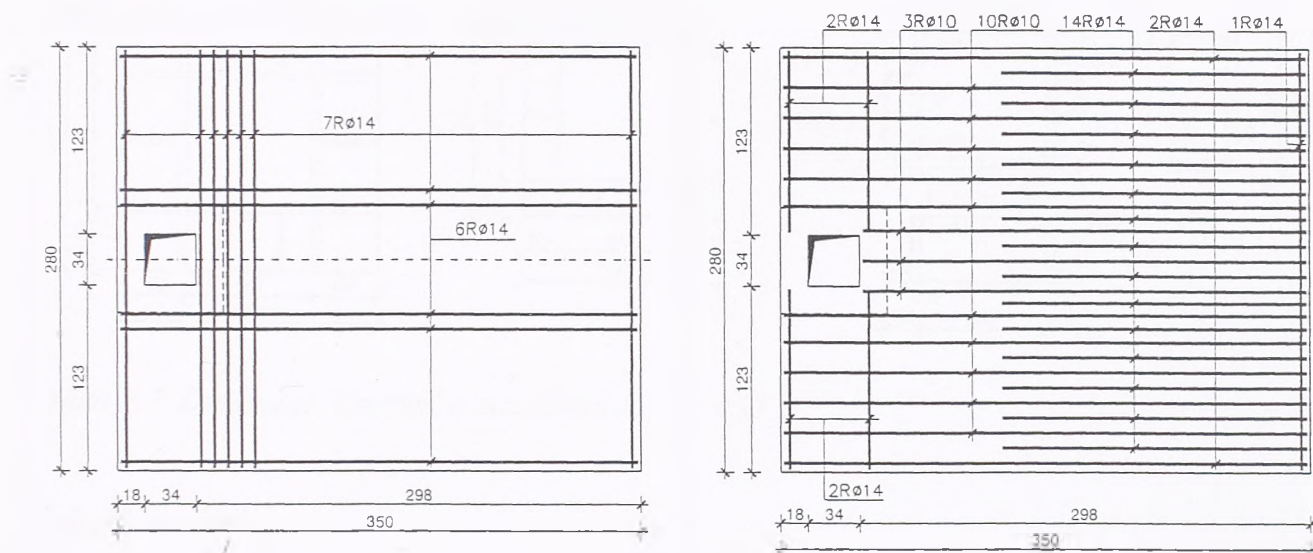
Slika 3.3 Dispozicija modela S1, S2 i S3



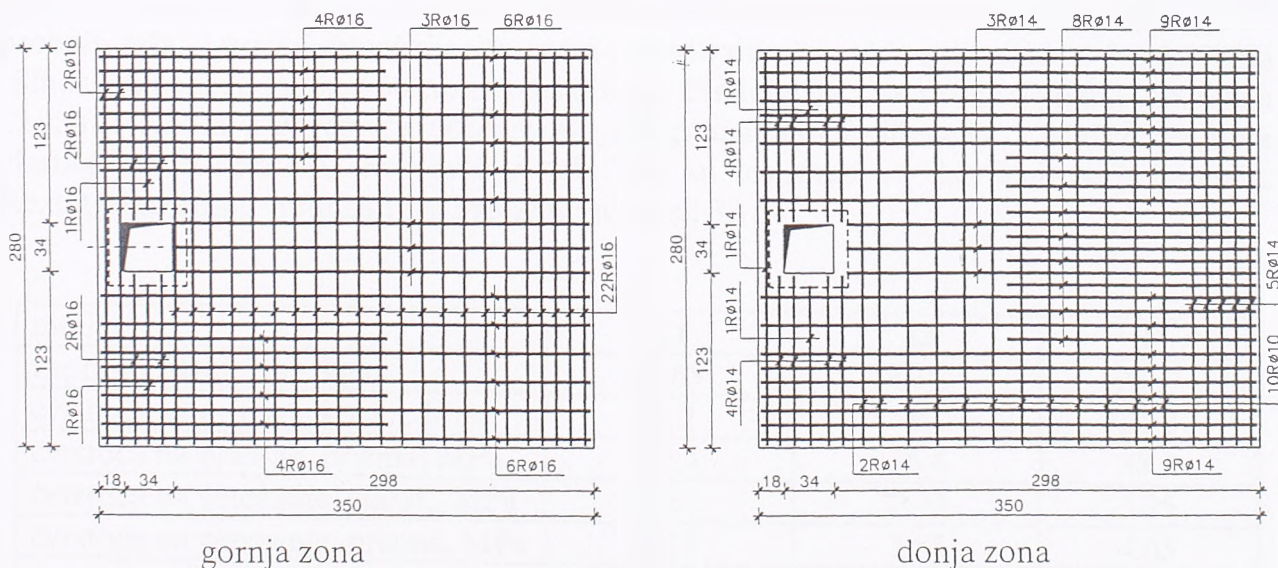
Slika 3.4 Dispozicija užadi za prethodno naprezanje u modelima S1, S2 i S3

Pored užadi, modeli su imali i prethodno nezategnutu armaturu i to rebrastu RA 400/500. Model S1 je imao minimalno potrebnu armaturu prema ACI 318-89 /44/, slika 3.5, dok su

modeli S2 i S3 imali znatno veću količinu armature koja je postavljena sa ciljem da lom ploče bude usled probijanja, a ne usled savijanja, slika 3.6. Pored ovoga, modeli S2 i S3 su imali i poprečnu armaturu-uzengije u zoni ploče oko zatege, pošto se na prvom modelu S1 pokazalo da ova zona može biti kritična, tj. da se može desiti lom usled probijanja u zoni zatege pre nego u oblasti ploče oko stuba. Stoga je ispod zatega postavljen čelični podmetač dovoljne krutosti i maksimalno moguće površine osnove (da ne zalazi u zonu konusa probijanja oko stuba) i ta zona ploče je armirana i uzengijama u kritičnom preseku oko zatega.



Slika 3.5 Prethodno nezategnuta rebrasta armatura u modelu S1

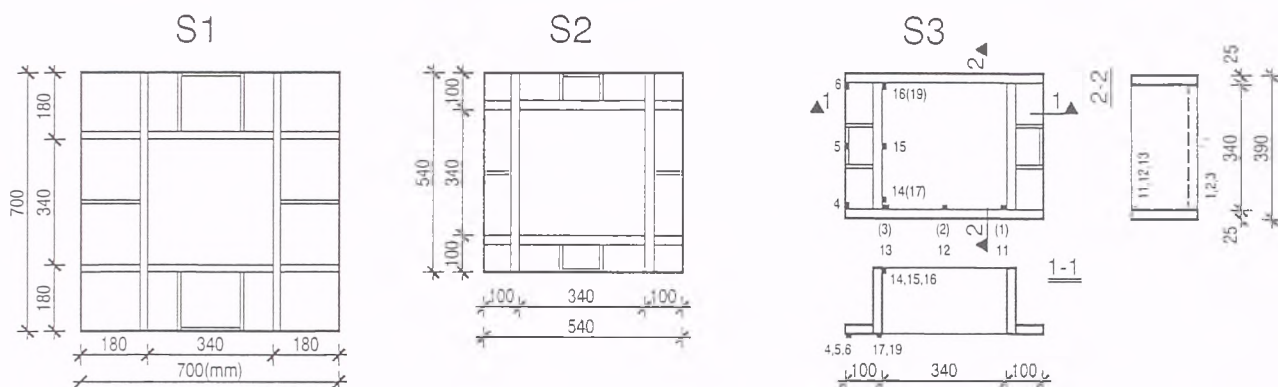


Slika 3.6 Prethodno nezategnuta rebrasta armatura u modelima S2 i S3

Osnovna promenljiva u ispitivanju bila je veličina i oblik "kragne". Kragna je element od čelika koji se nalazi oko otvora za stub u ploči i čija uloga je prvenstveno u fazi "liftovanja" ploča jer se na tim mestima ploče poduhvataju u toku procesa podizanja. Prema tome, "kragna" je element koji iz tehnoloških razloga mora da postoji oko otvora za stub u "liftovanim" pločama i takođe mora da ima neke minimalne dimenzije koje zavise od sredstava za podizanje. Međutim, prisustvo "kragne" povoljno utiče na nosivost na

probijanje, pošto nožica "kragne", ukoliko je dovoljno kruta, praktično povećava površinu preko koje se prenosi opterećenje, odnosno povećava kritični presek za probijanje.

Na slici 3.7 prikazane su upotrebljene kragne u modelima S1, S2 i S3, s tim da kragna u modelu S3 ima minimalne dimenzije u osnovi, odnosno iz tehnoloških razloga se ne može primeniti kragna manjih dimenzija od kragne u modelu S3.



Slika 3.7 Dimenzije "kragne" u modelima S1, S2 i S3

3.3 Materijali

Beton. Za sve modele spravljan je normalan beton sa maksimalnim zrnom agregata od 32 mm. Korišćen je agregat dunavac, pran i granulisan i portland cement PC 15z 45B KOSJERIC, sa 330 kg cementa po kubnom metru betona. Za svaki model pravljeno je 12 probnih tela: 3 kocke dimenzija 20 cm za određivanje čvrstoće pri pritisku, 3 oslabljena cilindra dimenzija 12 cm x 30 cm za određivanje čvrstoće na zatezanje i 6 prizmi dimenzija 12 cm x 12 cm x 36 cm za određivanje dijagrama napon-dilatacija i veličine modula elastičnosti pri pritisku. Sva probna tela bila su testirana na dan ispitivanja modela. Rezultati (srednje vrednosti) su prikazani u tabeli 3.1.

model	S1	S2	S3
zapreminska težina, kg/m ³	2365	2302	2367
čvrstoća na pritisak, kocka, MPa	51.1	48.1	51.8
čvrstoća na pritisak, prizma, MPa	32.4	35.4	38.8
čvrstoća na zatezanje, cilind., MPa	2.65	2.70	3.25
čvrstoća na zatezanje, prizma, MPa	6.25	3.85	4.65
moduo elastičnosti, MPa	24406.6	23521.0	31693.0

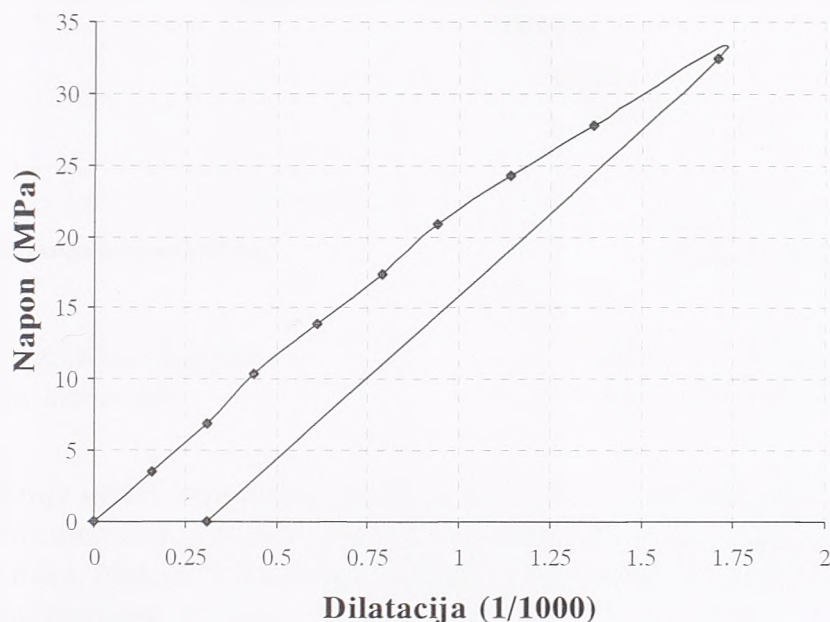
Tabela 3.1 Mehaničke karakteristike betona u modelima S1, S2 i S3

Karakterističan dijagram napon-dilatacija za beton prikazan je na slici 3.8.

Čelik-užad za prethodno naprezanje. Užad za prethodno naprezanje su iz Tvornice žice i žičanih proizvoda "Žica", Sarajevo, sa sledećim karakteristikama prema atestu:

model	S1, S2, S3
srednji prečnik, mm	12.48
srednja površina pop. preseka, mm ²	93.60
srednja garantovana prekidna sila, kN	171.7
srednja garantovana karak. sila $F_{0.2}$, kN	147.9
srednji moduo elastičnosti, MPa	195000

Tabela 3.2 Mehaničke karakteristike čelika za prethodno naprezanje-modeli S1, S2 i S3



Slika 3.8 Karakterističan dijagram napon-dilatacija za beton

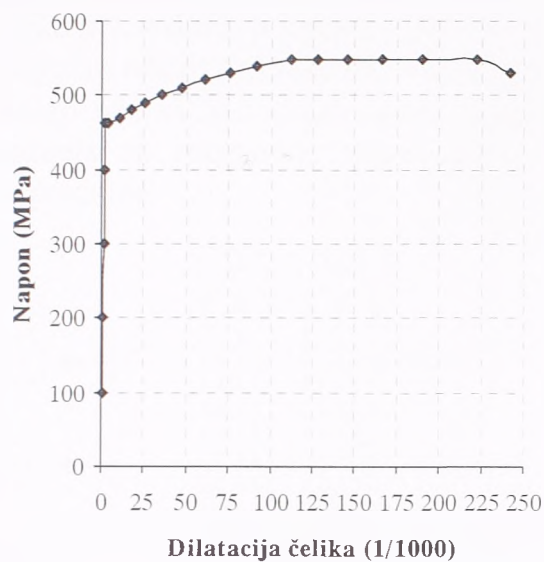
Čelik-prethodno nezategnuta armatura. Za prethodno nezategnutu armaturu korišćen je čelik RA 400/500. U modelima su korišćena dva različita prečnika $\phi 14$ mm i $\phi 16$ mm, a ispitivanje je izvršeno na 3 uzorka prečnika $\phi 16$ mm. Karakterističan dijagram napon-dilatacija je prikazan na slici 3.9. Sa slike se može videti da granica razvlačenja iznosi 462 MPa pri dilataciji od 2.31 ‰, a granica kidanja 530 MPa pri dilataciji od 24.2 ‰.

Čelik-kragna. Za kragnu je korišćen čelik Č036 i to limovi debljine 20 mm. Ispitivanje ovog čelika je izvršeno na tri uzorka poprečnog preseka 20mm x 20mm i dužine 70.0 cm. Karakterističan dijagram napon-dilatacija je prikazan na slici 3.10.

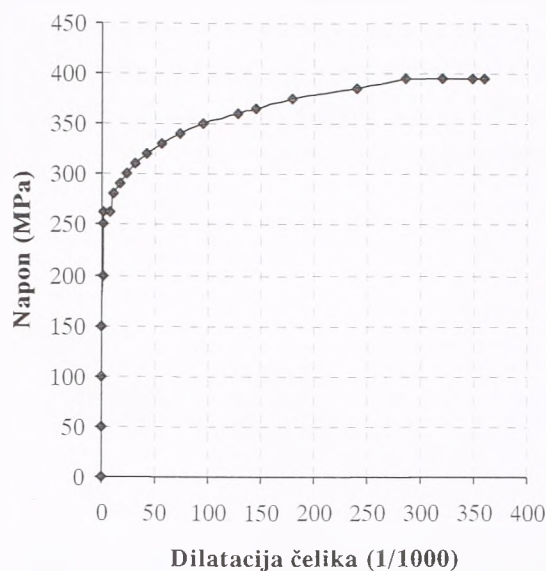
3.4 Izrada modela

Svi modeli su napravljeni u drvenoj oplati na podu hale. Nakon montiranja donje prethodno nezategnute armature i postavljanja "kragne", montirana su užad za prethodno naprezanje. Radi što manjeg odstupanja od projektovane parabolične trase kablova, napravljeni su specijalni držači koji su postavljeni na svakih 40 cm duž kablova. Da bi se sprečilo prijanjanje između betona i kablova, užad su provučena kroz polietilenske cevi

prečnika 20 mm koja su prethodno napunjena specijalnom mašću koja omogućava da uže slobodno klizi kroz cev.

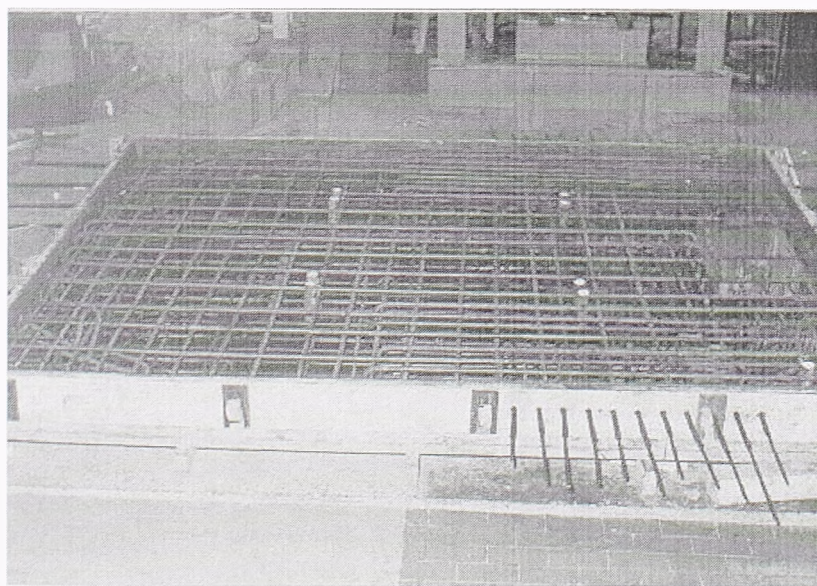


Slika 3.9 Karakterističan dijagram napon-dilatacija, armatura



Slika 3.10 Karakterističan dijagram napon-dilatacija, čelik kragne

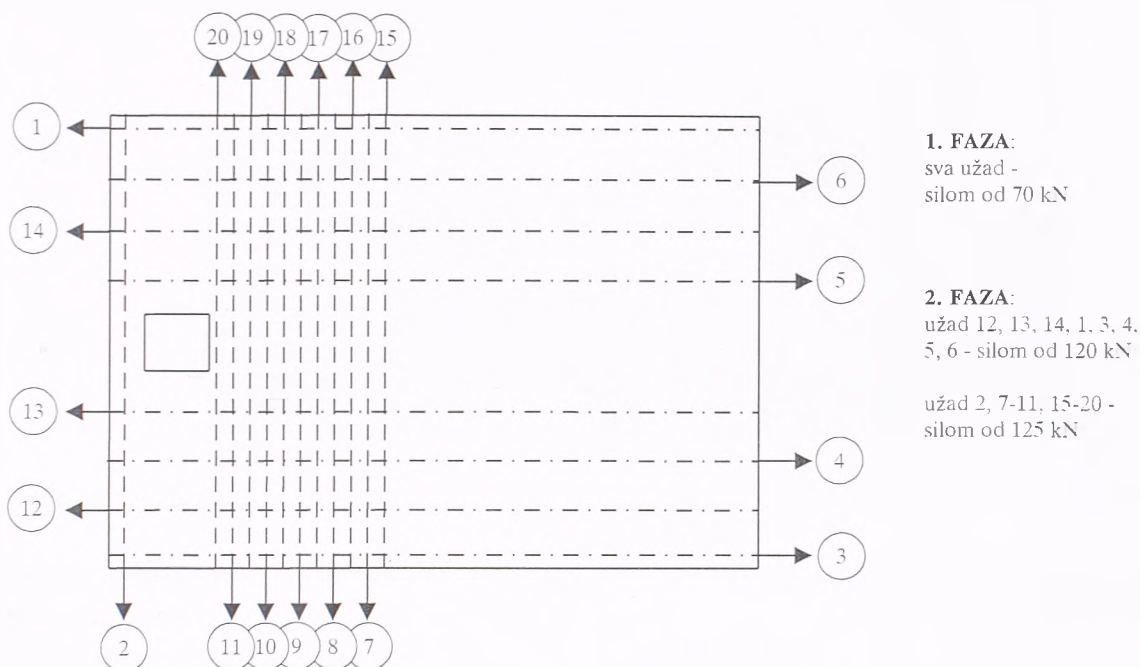
Nakon postavljanja užadi, montira se gornja armatura, a u modelima S2 i S3 uzengije su montirane istovremeno sa gornjom armaturom, slika 3.11. Ugradnja betona je vršena uz pomoć pervibratora. Nakon betoniranja, modeli i probna tela su pokriveni jutom i držani u stanju potpune vlažnosti 7 dana.



Slika 3.11 Montaža armature - model S2

Modeli su podizani i postavljeni u ram za nanošenje opterećenja i utezani 28 dana posle betoniranja. Za fazu prethodnog napreznja, u ramu su bili postavljeni privremeni oslonci na strani modela na kojoj će se nanositi opterećenje putem prese, a na strani uklještenja ploča je oslonjena samo na donji čelični virendel bez kontakta sa gornjim virendelom, kako bi pomeranja ploče pri utezanju bila slobodna.

Prethodno naprezanje. Prethodno naprezanje modela je izvršio Institut za ispitivanje materijala Republike Srbije - Institut IMS. Utezanje je izvedeno u dve faze: u prvoj fazi sva užad su zategnuta do sile od 70.0 kN, a u drugoj fazi kraća užad, u y-pravcu, do sile od 125.0 kN, a duža, u x-pravcu, do sile od 120 kN. Korišćena je samo jedna presa (tip S-17, za jedno uže $\phi 12.5$) tako da su užad zatezana samo sa jedne strane, ali naizmenično, svako drugo uže sa iste strane. Faze i redosled utezanja su prikazani na slici 3.12. Sva tri modela su prethodno napregnuta na isti način i do istog nivoa sile prethodnog naprezanja.



Slika 3.12 Faze i redosled utezanja modela

Gubici sile prethodnog naprezanja usled trenja i elastičnog skraćenja betona su mali i zanemarljivi (ukupno do 2%). Prvi su mali zbog malog koeficijenta trenja za "unbonded" kablove, jer su podmazani u plastičnoj cevi ($\mu=0.06$), a drugi su mali jer je mali napon pritiska u ploči, do 1.5 MPa.

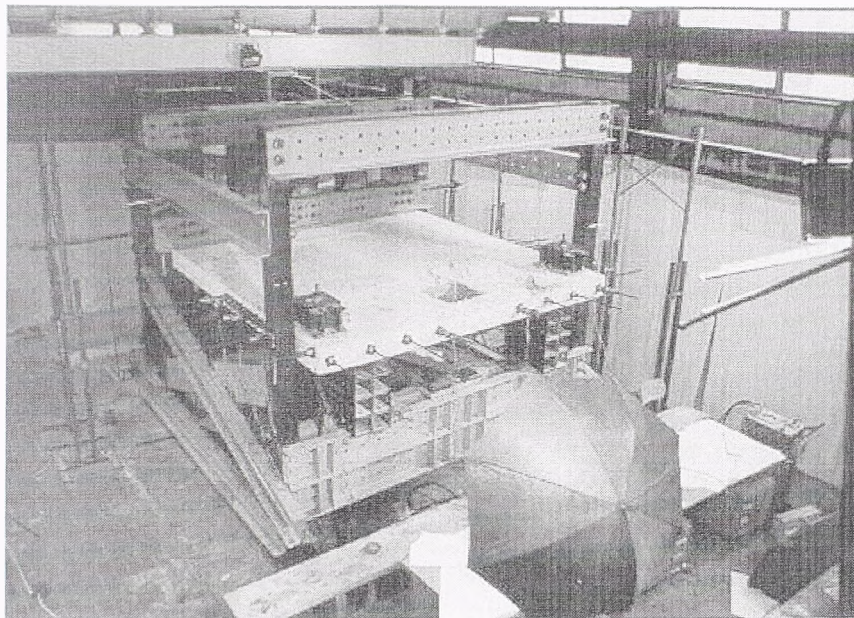
Međutim, u IMS-ovom sistemu ankerovanje užadi se vrši pomoću klina, koji nakon otpuštanja prese ima tendenciju da se uvuče. To uvlačenje klina, koje je takođe pad sile u užetu, iznosi oko 3-4 mm, što za dugačke kablove nije veliki gubitak, ali na dužini od 2.8 m odnosno 3.5 m, uvlačenje klina od 4 mm izaziva pad sile od 21 %, odnosno 17%.

Zbog toga su užad zategnuta do sile od 125 kN, odnosno 120 kN (≈ 0.73 sile kidanja), tako da nakon svih gubitaka ostane sila u užadima od 97 kN, što odgovara računskoj sili u eksploataciji, nakon svih gubitaka (i kratkotrajnih i dugotrajnih). Zatezanje kablova je bilo praćeno merenjima o kojima će kasnije biti više reči.

3.5 Ram za nanošenje opterećenja

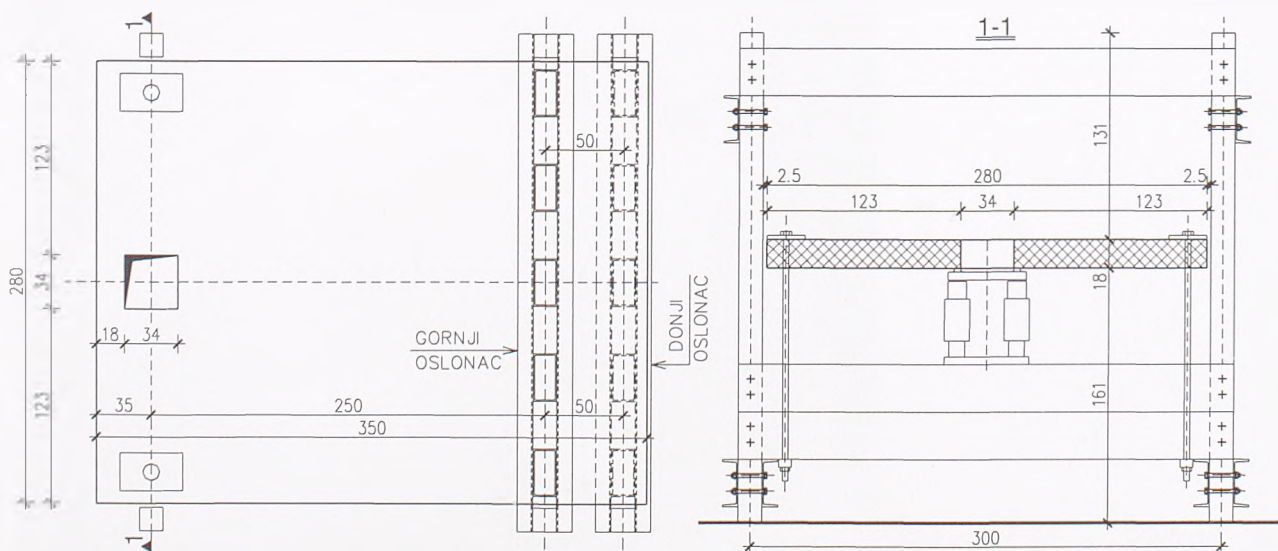
S obzirom da hala koja je korišćena za ispitivanje nema specijalno napravljen laboratorijski pod koji bi mogao poslužiti kao temelj rama za nanošenje opterećenja, to je ram morao biti napravljen kao zatvoren sistem sila. To znači da sile koje su nanete na model moraju ostati u okviru rama, jer postojeći pod nije mogao da bude temelj.

Međutim, to takođe znači da će i ram, pod nanetim opterećenjem imati svoje deformacije koje su značajno veće nego u slučaju kada ram ima temelj u podu hale. Ove deformacije su takođe merene, o čemu će kasnije biti reči. Ram u kome su ispitani modeli prikazan je na slici 3.13.



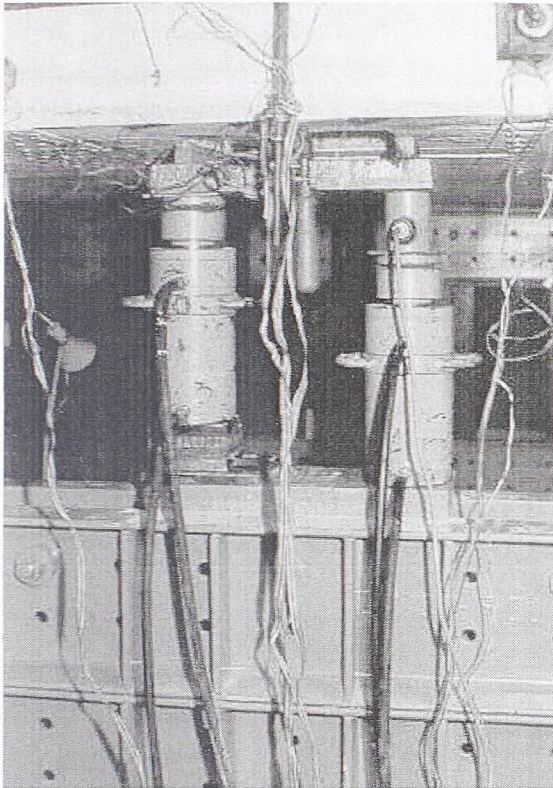
Slika 3.13 Ram za nanošenje opterećenja

Dispozicija rama (osnova i presek) prikazani su na slici 3.14. Opterećenje je nanošeno pomoću dve hidraulične prese (svaka nosivosti 40 tona) koje imitiraju efekat stuba u "liftovanoj" ploči i koje su postavljene na same ivice otvora u ploči. Da bi se opterećenje sa obe prese ravnomerno prenosilo na ploču, napravljen je krut čelični podmetač koji se postavlja između presa i ploče, slika 3.15. Kontakt između dve prese i ploče se ostvaruje preko dve površine dimenzija 3 cm x 11 cm, što odgovara otprilike uslovima u praksi. Naime, u betonskim stubovima se, u praksi, najčešće ostavlja otvor ispod kote međuspratne tavanice tako da se, kad se ploča podigne iznad tog nivoa, kroz otvor provlači čelični profil koji viri nekoliko santimetara levo i desno od ivice stuba, i ploča se spušta i oslanja na te čelične ispuste.



Slika 3.14 Dispozicija rama za nanošenje opterećenja-osnova i presek

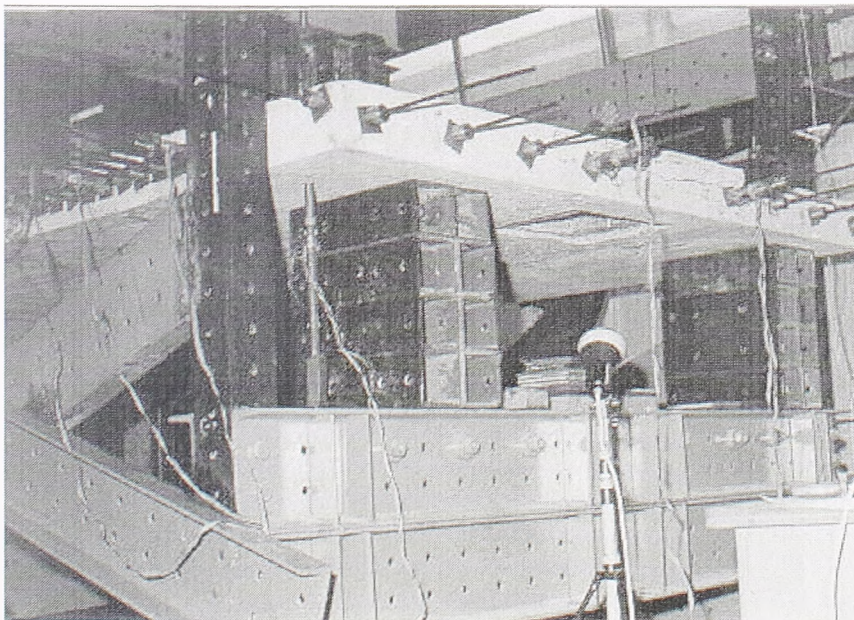
Otvor za stub i prese kojima se imitira efekat sile u stubu se nalaze na slobodnoj ivici modela. Naspramna ivica je uklještena u dva čelična virendela, a bočne ivice modela su takođe slobodne. Na strani na kojoj su prese, nalaze se dve zatege koje su donjim krajem preko podložne ploče i navrtke pričvršćene za ram, a gornjim krajem preko krutog čeličnog podmetača, podložne ploče i navrtke vezane za model, slika 3.16.



Slika 3.15 Čelični podmetač

Nakon završenog prethodnog naprezanja, trebalo je ostvariti pun kontakt između ploče i gornjeg i donjeg čeličnog virendela, kako bi od početka nanošenja opterećenja ploča bila uklještena, bez "praznog" hoda. Stoga je prostor između ploče i vertikala gornjeg i donjeg virendela (koje su zatvorene takođe čeličnom pločom) injektiran specijalnim malterom. Prostor za injektiranje bio je dimenzija 30 cm x 30 cm u osnovi i u proseku visine oko 1 cm. Nakon očvršćavanja ove smese (48 sati) ispitivanje je moglo da počne.

Na modelu S1 ovaj postupak injektiranja prostora između ploče i čeličnih virendela nije bio sproveden, već je model preko čeličnih ploča direktno bio oslonjen na donji odnosno gornji virendel. To je dovelo do toga da je kontakt između ploče i virendela bio ostvaren samo u jednoj "tački", a ne kontinualno celom dužinom oslonca, pa se ploča pomerala između virendela i uklještenje nije bilo efikasno ostvareno. Zbog toga je veći deo pomeranja modela bio posledica rotacije ploče kao krutog tela, a manji posledica deformacije ploče.



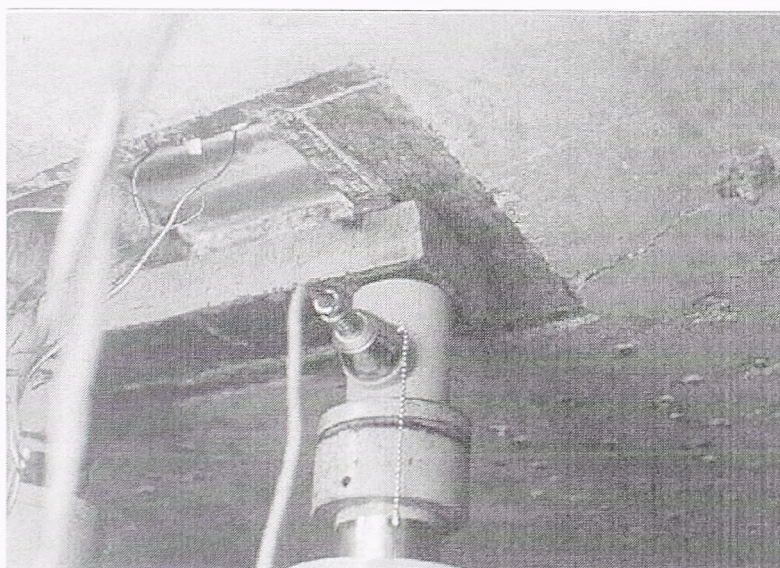
Slika 3.16 Zatege od visokovrednog čelika

Na modelima S2 i S3, gde je izvršeno injektiranje, ovog praznog hoda nije bilo. Međutim, ostala su pomeranja virendela koja su posledica njihove deformacije pod opterećenjem, koja se nisu mogla izbeći, tj. ostvareno uklještenje se može smatrati elastičnim. Ova pomeranja su mala i merena su, i od merenih pomeranja modela mogu se odbiti kao posledica rotacije ploče kao krutog tela. Pored toga, ram je testiran pre svakog ispitivanja, o čemu će više biti reči u tački 3.7.

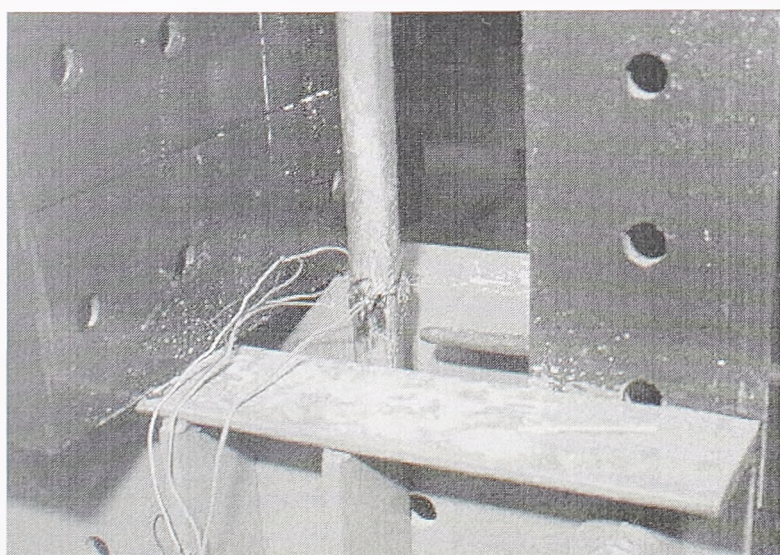
3.6 Merenja i merni instrumenti

Svi modeli su bili opremljeni mernim instrumentima tako da se dobiju detaljni podaci o ponašanju modela kroz sve faze opterećivanja.

Opterećenje. Veličina sile na presi merena je pomoću dinamometra nosivosti 300 t i tačnosti 0.01 kN. Dinamometar je bio postavljen između jedne prese i ploče, slika 3.17. S obzirom da su obe prese bile povezane na jednu pumpu, sila u obe prese je jednaka, pa je bilo dovoljno meriti silu samo na jednoj presi.



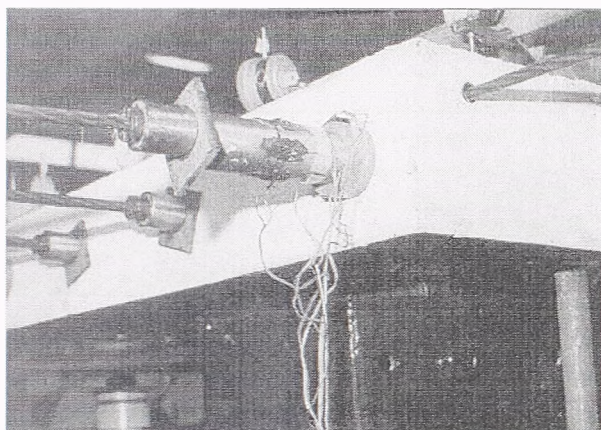
Slika 3.17 Dinamometar između presa i ploče



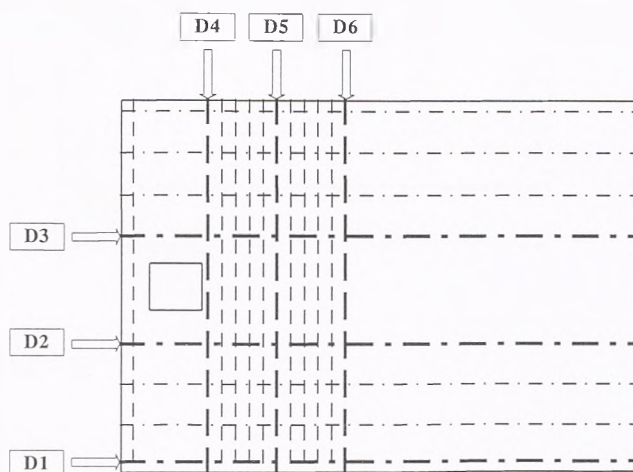
Slika 3.18 Merne trake na zategama

Sile u zategama. Sile u čeličnim zategama, čija kontrola je bila potrebna zbog kontrole vođenja ispitivanja, merene su pomoću Hottinger mernih traka, dužine 10mm i tačnosti 1×10^{-6} , odnosno 1 mikrodilatacija, slika 3.18. Na svakoj zatezi postavljene su po 3 merne trake, u poprečnom preseku pod uglom od 120° , a u modelima S2 i S3 merenja pomoću mernih traka kontrolisana su i deformetrom (po dve baze na svakoj zatezi) zbog važnosti ovog podataka.

Sile u užadima. Promena napona u užadima merena je pomoću dinamometara, specijalno napravljenih za ovo ispitivanje, slika 3.19. U sva tri modela, dinamometri su bili postavljeni između kotve i ploče na 6 užadi, 3 u x-pravcu i 3 u y-pravcu, prema slika 3.20. Izabrana su tri užeta najbliža mestu nanošenja opterećenja i 3 užeta koja su udaljena od tog mesta. Tačnost ovih dinamometara iznosi, izraženo u jedinicama sile, oko 0.3 kN.

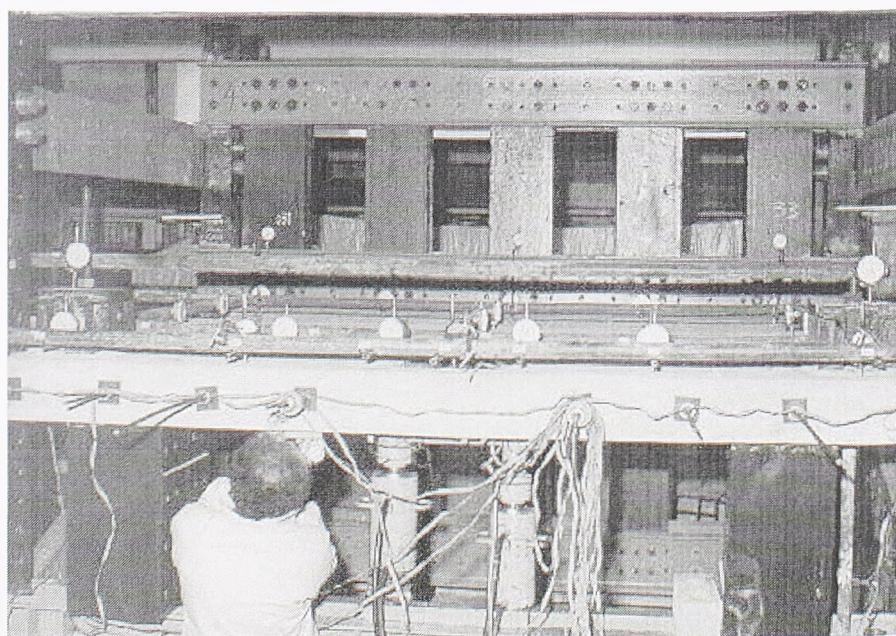


Slika 3.19 Dinamometri na užadima za prethodno naprezanje

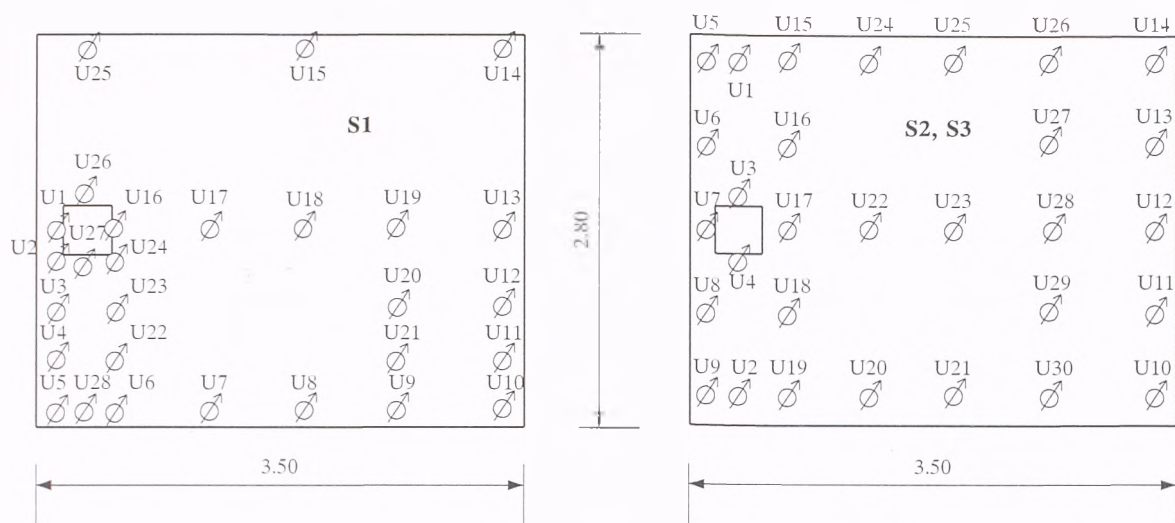


Slika 3.20 Merna mesta na užadima za prethodno naprezanje

Ugibi. Ugibi modela su mereni pomoću mehaničkih ugibomera tačnosti 0.01 mm, slika 3.21. Ugibomeri su postavljeni sa gornje strane modela (na gornjoj površini ploče) i pričvršćeni za čelične ramove oslonjene na pod hale, potpuno nezavisno od rama za nanošenje opterećenja. Dispozicija ugibomera u modelu S1, odnosno modelima S2 i S3, prikazana je na slici 3.22. Pored ovih ugibomera, postojali su i ugibomeri kojima su merena pomeranja rama za nanošenje opterećenja.

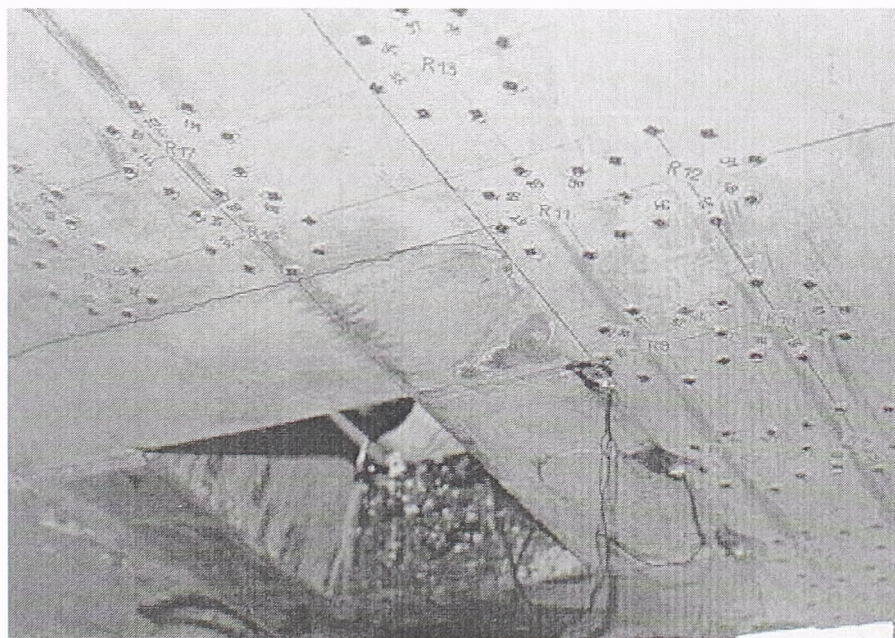


Slika 3.21 Ugibomeri na modelu - model S2



Slika 3.22 Dispozicija ugibomera - modeli S1, S2 i S3

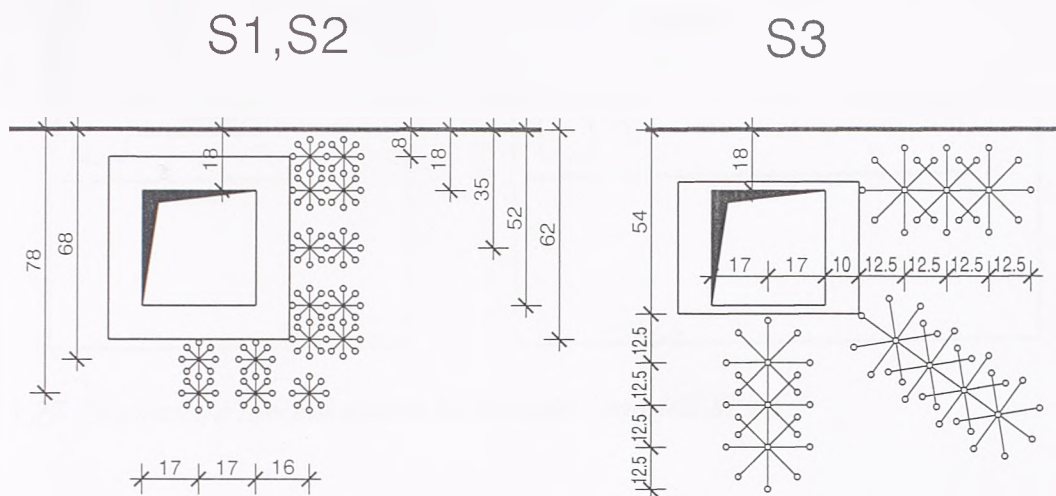
Dilatacije betona. Dilatacije u betonu merene su u oblasti ploče oko mesta nanošenja opterećenja i to pomoću deformetra Pfender u modelima S1 i S2, odnosno deformetra Labiscon u modelu S3, slika 3.23. Deformetar Pfender ima bazu 100 mm i tačnosti je 10×10^{-6} (10 mikrodilatacija), a deformetar Labiscon ima bazu 250 mm i tačnost 4×10^{-6} (4 mikrodilatacije). Merna mesta su organizovana u obliku rozeta pod uglom od 45° da bi se dobili podaci o veličini i pravcu glavnih dilatacija u betonu. Dispozicija rozeta u modelima S1 i S2, odnosno u modelu S3 prikazana je na slici 3.24.



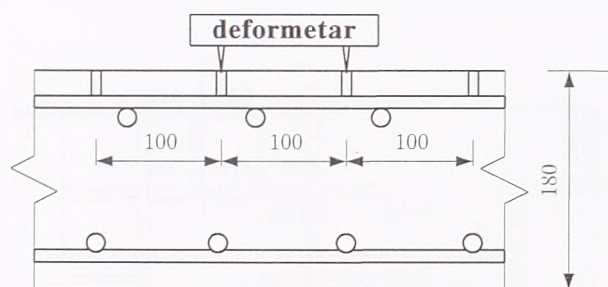
Slika 3.23 Deformetarska merna mesta na betonu - model S1

Dilatacije prethodno nezategnute armature. Dilatacije čelika armature merene su takođe pomoću deformetra (Pfender u modelima S1 i S2, odnosno Labiscon u modelu S3). Da bi se postavile baze koje će nakon betoniranja ploče biti pristupačne, na armaturu

su zavareni produžeci napravljeni od šipke $\phi 10$ mm dužine jednake veličini zaštitnog sloja, na razmaku od 100 mm, odnosno 250 mm, slika 3.25.



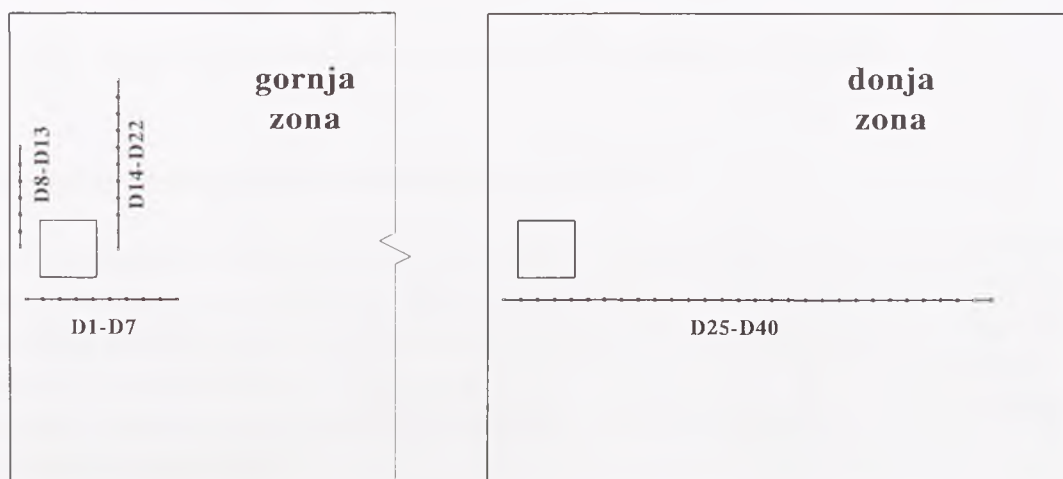
Slika 3.24 Dispozicija rozeta na betonu - modeli S1, S2 i S3



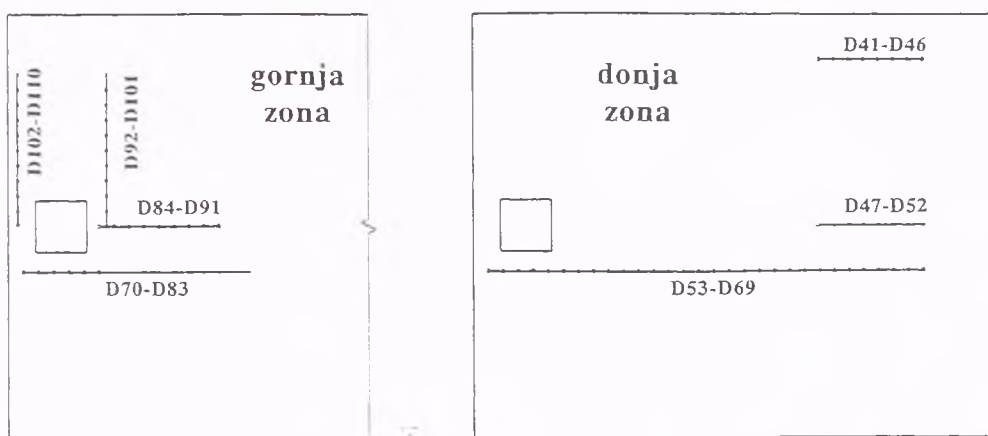
Slika 3.25 Deformetarske baze na armaturi

Zbog važnosti potpuno tačnog razmaka između produžetaka, pravljene su specijalni šabloni za zavarivanje koji obezbeđuju minimalno odstupanje od traženog razmaka od 100, odnosno 250 mm. Međutim, i pored toga, na pojedinim mernim mestima nije bilo moguće vršiti merenja zbog neslaganja razmaka između produžetaka i baze mernog instrumenta. Srećom, takvih mernih mesta je bilo malo. Merna

mesta postavljena su i na donjoj i na gornjoj armaturi, i to duž cele izabrane šipke ili jednog njenog dela. Dispozicija mernih mesta u modelu S1 prikazana je na slici 3.26, a u modelima S2 i S3 na slici 3.27.

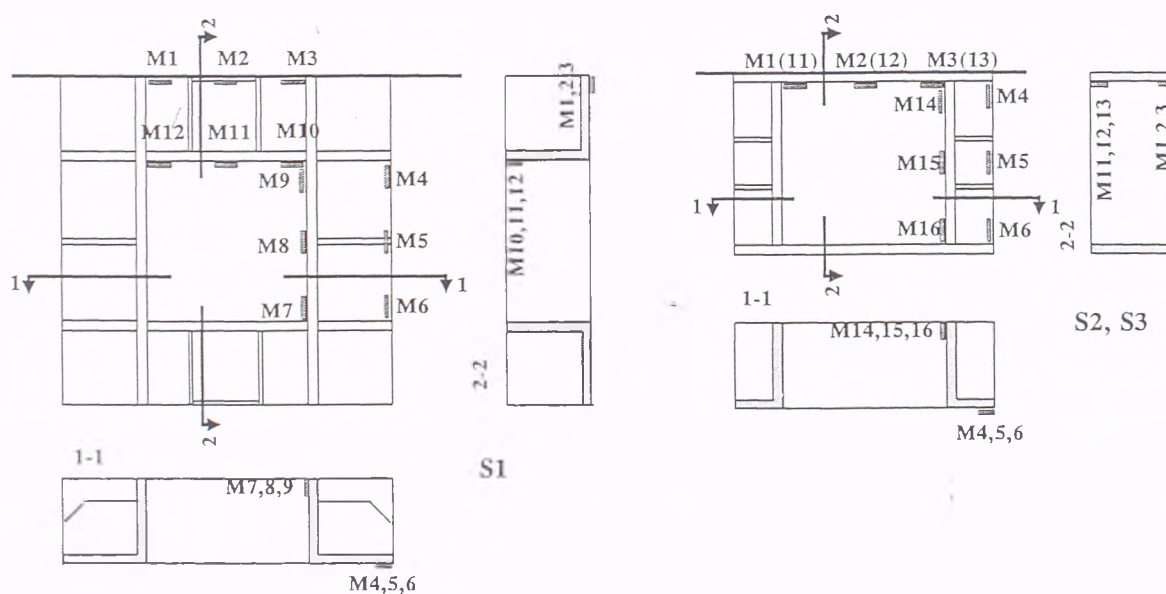


Slika 3.26 Dispozicija mernih mesta na armaturi - model S1



Slika 3.27 Dispozicija mernih mesta na armaturi-modeli S2 i S3

Dilatacije čelika "kragne". Dilatacije čelika "kragne" merene su, u izabranim mestima, pomoću Hottinger mernih traka dužine 10 mm i tačnosti 1 mikrodilatacije. Dispozicija mernih mesta prikazana je na slici 3.28.



Slika 3.28 Dispozicija mernih mesta na "kragni" - modeli S1, S2 i S3

3.7 Procedura nanošenja opterećenja i merenja

Ram za nanošenje opterećenja je prvobitno bio napravljen tako da su sve veze između čeličnih elemenata ostvarene pomoću zavrtnjeva što omogućava laku montažu i demontažu modela, što je bilo potrebno za svako ispitivanje. Međutim, ispitivanje prvog modela S1 je pokazalo da takav ram nije dovoljno krut i da je pomerljivost pojedinih elemenata rama (koja je poticala uglavnom od pomerljivosti veza) prevelika da bi se modeli uspešno testirali.

Zato je, pre ispitivanja modela S2 i S3, ram ukrućen dodatnim elementima a sve veze ostvarene zavarivanjem umesto pomoću zavrtnjeva. Ovo je značajno komplikovalo

montažu i demontažu modela, ali je omogućilo uspešno ispitivanje preostala dva modela.

Pored toga, vršeno je testiranje rama za nanošenje opterećenja pre ispitivanja modela S2 i modela S3. Zašto je to bilo potrebno?

Kao što je već rečeno, ispitivanje modela je vođeno ne samo nanošenjem sile na presi već i istovremenim zadavanjem deformacija dvema tačkama modela - onima koje se nalaze na mestu zatega. To znači da se u svakom koraku ispitivanja, istovremeno, nanosila sila pomoću presa i odvrtaie navrtke na zategama, do postizanja tražene sile na presi i zadatih ugiba modela na mestu zatega. Veličine zadatih sila na presi i zadatih ugiba određene su iz uslova poklapanja sa odgovarajućim naponsko-deformacijskim stanjem u prototipu: sila na presi jednaka reakciji stuba, a ugibi na mestu zatega u modelu jednaki ugibima odgovarajućih tačaka u prototipu, u svakom koraku ispitivanja.

To dalje znači da ugibi modela nisu samo rezultat ispitivanja, već su bitni za uspešno vođenje eksperimenta. Pošto uklještenje koje se moglo ostvariti u ramu nije idealno kruto, zbog deformacije čeličnih virendela, bilo je potrebno unapred utvrditi koliki je stepen elastičnosti uklještenja, da bi se samo ispitivanje moglo tačno modelirati, odnosno da bi se došlo do tačnih podataka koje ugibe treba zadavati. Ili, još prostije rečeno, ukoliko bi se zadavali ugibi određeni iz modela sa krutim uklještenjem, stvarne sile odnosno naponi u modelu kao reakcije neće odgovarati računskim, i stvarna raspodela napona neće biti ona koja je tražena.

Da bi se utvrdio stepen elastičnosti ostvarenog uklještenja, vršeno je testiranje rama za nanošenje opterećenja pre ispitivanja modela S2 i S3. Testiranje rama vršeno je bez montiranja zatega, što znači da je model radio u statičkom sistemu konzole sa elastičnim uklještenjem. Opterećenje je nanošeno pomoću presa na mestu na kome se inače nalaze (oko otvora u modelu), u malim koracima (4 kN - 8 kN), vodeći pri tome računa da maksimalna zadata sila bude manja od one koja bi izazvala bilo kakve poremećaje u modelu (prslina i sl.), tj. da model ostane u elastičnom stanju. U svakom koraku su mereni ugibi na gornjem i donjem čeličnom virendelu, kao i ugibi modela u izabranim tačkama.

Zatim je napravljen model pomoću programa PLANET (RADIMPEX) koji služi za proračun ploča metodom konačnih elemenata. U modelu, gornji i donji čelični virendel su predstavljeni sa po 5 linijskih oslonaca (modeli su u stvarnosti oslonjeni na virendele samo na mestima vertikalna kojih ima po pet), a opterećenje su dve sile na presi. Na osnovu merenih ugiba virendela, određena je krutost na vertikalna pomeranja svih oslonaca tako da se mereni ugibi modela poklope sa dobijenim računskim ugibima modela. Drugim rečima, elastičnost uklještenja izražena je kroz različite krutosti na vertikalna pomeranja oslonaca koji predstavljaju gornji i donji virendel.

Sa tako određenim krutostima oslonaca, modelirano je celo ispitivanje, tj. sve faze kroz koje model prolazi, takođe pomoću programa PLANET. A faze su sledeće:

- a. sopstvena težina, model je oslonjen na privremene oslonce i donji virendel
- b. prethodno naprezanje, isti statički sistem
- c. "prihvatanje" sopstvene težine, još uvek nisu montirane zatege, deluje se silom na presama dok se ne savlada sopstvena težina, tj. dok reakcije na privremenim

- osloncima ne postanu jednake reakcijama od sopstvene težine; to znači da su aktivni oslonci privremeni oslonci i gornji i donji virendel
- d. mali dodatak sile na presama pre montiranja zatega, da bi ploča sigurno bila odvojena od privremenih oslonaca pre montiranja zatega, od oslonaca aktivni gornji i donji virendel
- e. konačno, montirane zatege, deluje se silom na presama u određenim koracima, aktivni oslonci gornji i donji virendel i zatege; zatege su modelirane kao oslonci čija je krutost na vertikalno pomeranje određena iz željenog pomeranja ovih tačaka modela u svakom koraku opterećenja.

Veličine ugiba modela na mestu zatega, u pojedinim koracima opterećenja, određene su iz uslova da budu jednaki sa ugibima odgovarajućih tačaka u prototipu.

Ploča prototipa i model S1 su sračunati pomoću programa SAN, a modeli S2 i S3 pomoću programa PLANET. U svakom slučaju, na osnovu izvršenog proračuna, napravljen je program ispitivanja u kome su određeni veličina sile na presama i veličina ugiba na mestu zatega u svakom koraku opterećenja. Program pripremljen za ispitivanje modela S3 prikazan je u nastavku. Sa U1 i U2 su označeni ugibomeri na mestu zatega, dakle deformacija koja se zadaje, a sa U3 i U4 ugibomeri na mestima presa koji su služili za brzu kontrolu slaganja merenih i računskih podataka. Sa P je označena ukupna sila na presama, a sa Z1 i Z2 sile u zategama. Oznaka m u indeksu znači da je podatak meren, a oznaka r da je podatak računski.

P=32 kN	(16 kN)							
U3.r	U3.m	U3.r ukup	U3.m uk		U4.r	U4.m	U4.r ukup	U4.m uk
1.66		1.66			1.66		1.66	
U1.r	U1.m	U1.r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2.r ukup	U2.m uk
1.43		1.43			1.41		1.41	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
0					0			
P=96 kN	(48 kN)							
U3.r	U3.m	U3.r ukup	U3.m uk		U4.r	U4.m	U4.r ukup	U4.m uk
3.01		4.67			3.01		4.67	
U1.r	U1.m	U1.r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2.r ukup	U2.m uk
2.3		3.73			2.33		3.74	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
25.3					25.6			
P=136 kN	(68 kN)							
U3.r	U3.m	U3.r ukup	U3.m uk		U4.r	U4.m	U4.r ukup	U4.m uk
1.88		6.55			1.88		6.55	
U1.r	U1.m	U1.r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2.r ukup	U2.m uk
1.44		5.17			1.45		5.19	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
41.11					41.6			
P=176 kN	(88 kN)							
U3.r	U3.m	U3.r ukup	U3.m uk		U4.r	U4.m	U4.r ukup	U4.m uk
1.88		8.43			1.88		8.43	

Program sopstvenih eksperimentalnih istraživanja

U1.r	U1.m	U1,r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2,r ukup	U2,m uk
1.44		6.61			1.46		6.65	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
56.93					57.6			
P=216 kN	(108 kN)							
U3.r	U3.m	U3,r ukup	U3.m uk		U4,r	U4,m	U4,r ukup	U4,m uk
1.88		10.31			1.89		10.32	
U1.r	U1.m	U1,r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2,r ukup	U2,m uk
1.43		8.04			1.45		8.1	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
72.74					73.6			
P=256 kN	(128 kN)							
U3.r	U3.m	U3,r ukup	U3.m uk		U4,r	U4,m	U4,r ukup	U4,m uk
1.88		12.19			1.88		12.2	
U1.r	U1.m	U1,r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2,r ukup	U2,m uk
1.44		9.48			1.45		9.55	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
88.55					89.58			
P=296 kN	(148 kN)							
U3.r	U3.m	U3,r ukup	U3.m uk		U4,r	U4,m	U4,r ukup	U4,m uk
1.88		14.07			1.88		14.08	
U1.r	U1.m	U1,r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2,r ukup	U2,m uk
1.44		10.92			1.46		11.01	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
104.36					105.57			
P=336 kN	(168 kN)							
U3.r	U3.m	U3,r ukup	U3.m uk		U4,r	U4,m	U4,r ukup	U4,m uk
1.87		15.94			1.88		15.96	
U1.r	U1.m	U1,r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2,r ukup	U2,m uk
1.44		12.36			1.45		12.46	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
120.18					121.6			
P=376 kN	(188 kN)							
U3.r	U3.m	U3,r ukup	U3.m uk		U4,r	U4,m	U4,r ukup	U4,m uk
1.88		17.82			1.88		17.84	
U1.r	U1.m	U1,r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2,r ukup	U2,m uk
1.43		13.79			1.46		13.92	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
135.99					137.57			
P=416 kN	(208 kN)							
U3.r	U3.m	U3,r ukup	U3.m uk		U4,r	U4,m	U4,r ukup	U4,m uk
1.88		19.7			1.89		19.73	
U1.r	U1.m	U1,r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2,r ukup	U2,m uk
1.44		15.23			1.45		15.37	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		

151.8					153.6			
P=456 kN	(228 kN)							
U3.r	U3.m	U3.r ukup	U3.m uk		U4.r	U4.m	U4.r ukup	U4.m uk
1.88		21.58			1.88		21.61	
U1.r	U1.m	U1.r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2.r ukup	U2.m uk
1.44		16.67			1.45		16.82	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
167.61					169.6			
P=496 kN	(248 kN)							
U3.r	U3.m	U3.r ukup	U3.m uk		U4.r	U4.m	U4.r ukup	U4.m uk
1.88		23.46			1.88		23.49	
U1.r	U1.m	U1.r ukup	U1.m uk		U2.r	U2.m	U2.r ukup	U2.m uk
1.44		18.11			1.46		18.28	
Z1.r	Z1.m				Z2.r	Z2.m		
183.43					185.6			

Kao što se iz programa ispitivanja može videti, korak nanošenja opterećenja iznosio je 40 kN sile na presi i 1.44 mm odvrtanja navrtki na zategama u modelu S3. U modelu S2 taj korak je iznosio 40 kN i 2.65 mm, a u modelu S1 40 kN i 1.6 mm.

Ispitivanje modela S1 i S3 je organizovano u dve faze. U prvoj fazi modeli su opterećivani u navedenim koracima do radne sile u stubu (reakcija prototipa od eksploatacionog opterećenja) u iznosu od 216 kN, a zatim u nekoliko koraka rasterećeni do nule. U drugoj fazi, što je bio i drugi dan ispitivanja, modeli su u koracima opterećivani do loma. Model S2 je pored ove dve faze imao i treću fazu. Naime, nakon ispitivanja do radne sile, ovaj model je opterećen do nivoa sile odnosno pomeranja koji izazivaju pojavu značajnih prslina i neelastičnih deformacija i zatim rasterećen do nule u nekoliko koraka. Tek potom je ispitan do loma.

Procedura merenja. Nakon postizanja zahtevane sile na presama i ugiba na zategama, što je kontrolisano dinamometrom odnosno ugibomerima, u svakom koraku, vršena su sledeća merenja:

- a. čitanje svih ugibomera, i na modelu i na ramu
- b. merenje sila u zategama

Čitanja deformetra, tj. merenja dilatacija u betonu i armaturi, kao i merenja sila u kablovima i dilatacija "kragne", zbog velikog broja mernih mesta (preko 200), vršena su samo u izabranim koracima opterećivanja modela.

Sva merenja su vršena nekoliko minuta nakon postizanja i stabilizacije zahtevanog stanja u modelu, pri čemu su konstantnim održavani sila na presama i ugibi na mestima zatega.

4 REZULTATI EKSPERIMENTALNIH ISTRAŽIVANJA

Kao što je već rečeno, ukupno su ispitana tri modela S1, S2 i S3, u kojima je osnovna promenljiva bila veličina "kragne". Pored toga, model S1 je imao minimalnu količinu prethodno nezategnute armature, a modeli S2 i S3 znatno veću ali istu količinu armature, videti tačku 3.2. Svi ostali parametri (dimenzije modela, kvalitet betona i čelika, nivo prethodnog naprezanja) bili su isti ili približno isti u sva tri modela.

S obzirom na veliki broj dobijenih merenih podataka, rezultati će biti predstavljeni po grupama, za sva tri modela, da bi se mogli porediti.

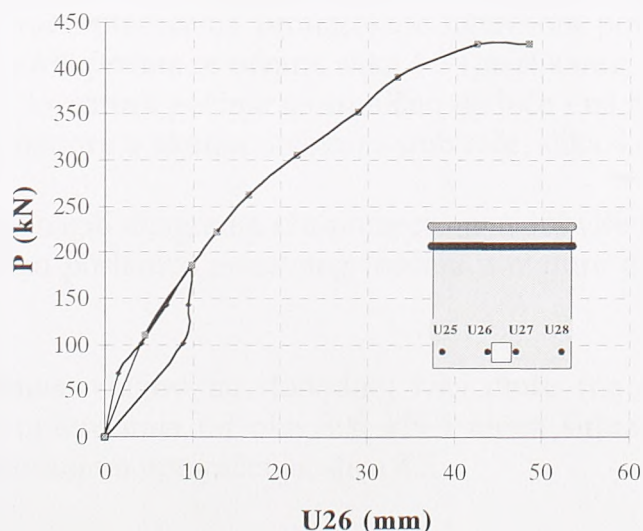
4.1 Dijagrami P-u (sila - pomeranje) i razvoj prslina

Svi prikazani ugibi predstavljaju merene ugibe samo od opterećenja, odnosno sile na presi, dakle ne uključuju ugibe od sopstvene težine modela i prethodnog naprezanja. Ugibe od sopstvene težine nije bilo moguće izmeriti s obzirom da su modeli proizvedeni na podu a zatim montirani u ram za nanošenje opterećenja. Ugibi od prethodnog naprezanja su mereni ali neće biti prikazani zajedno sa ugibima od opterećenja, jer je odlučeno da faza sopstvene težine i prethodnog naprezanja predstavlja početno stanje pred nanošenje opterećenja. Ugibi od dejstva sopstvene težine i prethodnog naprezanja su i inače zanemarljivo mali u odnosu na ugibe od opterećenja jer je nivo prethodnog naprezanja i određen iz uslova da se balansira sopstvena težina modela.

Prikazani ugibi pojedinih tačaka modela mereni su u svakom koraku nanošenja opterećenja, kako prilikom opterećivanja do eksploatacione sile tako i do loma.

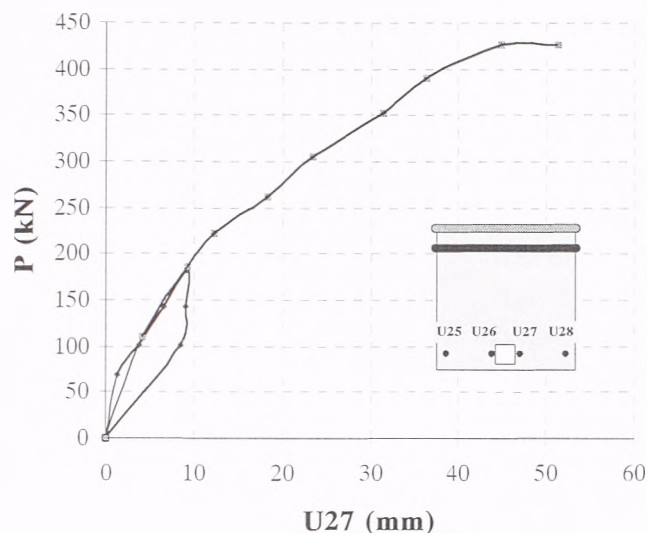
Model S1

Dispozicija ugibomera na modelu S1 prikazana je na slici 3.22. Na slikama 4.1 i 4.2 prikazana je zavisnost između ugiba na mestu delovanja sile - ugibi U26 i U27 i sile na presama - P.



Slika 4.1 Dijagram sila-pomeranje za ugibomer U26

Model je bio opterećen do nivoa eksploatacionog opterećenja, rasterećen i ponovo opterećen do loma. Kao što je već rečeno, u modelu S1 je ispitivanje prekinuto kada je došlo do lokalnog loma iznad jedne od zatega, te poslednja merena vrednost odgovara



Slika 4.2 Dijagram sila-pomeranje za ugibomer U_{27}

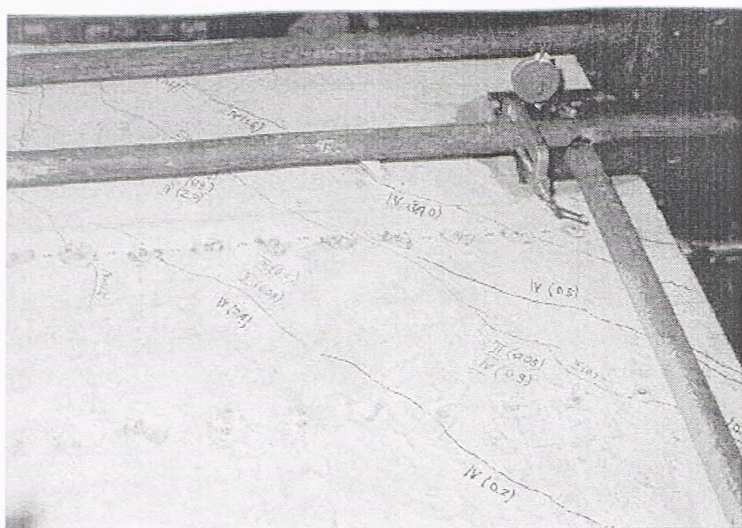
ovom trenutku. Do nivoa eksploatacionog opterećenja (oko 180 kN) ploča se ponaša linearno, prsline nisu bile uočljive i nakon rasterećenja zaostali, nepovratni ugib je zanemarljivo mali: na ugibomeru U_{26} - 0.26 mm, a na ugibomeru U_{27} - 0.0 mm. Pri ponovnom opterećenju krutost ploče na savijanje do sile iznad nivoa eksploatacionog opterećenja (220-260 kN) približno je ista kao i krutost koju je ploča imala pri prvom opterećivanju. Dakle, do tog nivoa opterećenja ploča se ponaša približno linearno, i prethodni ciklus opterećenja nije uticao na krutost ploče na savijanje, što je i razumljivo s obzirom na to da se prsline nisu pojavile u tom ciklusu. Nakon ovog nivoa opterećenja dijagram se zakrivljuje i krutost ploče na savijanje opada, iako su prve prsline zabeležene tek na nivou sile od oko 300 kN.

Iznad sile od 300 kN razvijaju se prsline od savijanja koje se prostiru zrakasto na gornjoj-zategnutoj površini ploče, od mesta delovanja sila ka bočnim ivicama modela. Prsline su malobrojne i nanošenje opterećenja prouzrokuje uglavnom povećanje širine postojećih prslina, a vrlo malo novih prslina se otvara, slika 4.3 (na slikama: I-306 kN, II-352 kN, III-390 kN, IV-426 kN). Armatura počinje mestimično da teče i na nivou opterećenja od oko 390 kN gotovo sva armatura u okolini otvora za stub teče, slika 4.4.

Nakon sile od 390 kN nagib dijagrama sila-pomeranje se još više smanjuje, i krutost ploče na savijanje opada kao posledica masovnog tečenja armature u gornjoj zategnutoj zoni ploče.

Kosa unutrašnja prslina, vidljiva na slobodnoj ivici ploče (na strani stuba), takođe se pojavljuje na nivou opterećenja od oko 300 kN i njena širina kao i širina prslina od savijanja raste sa povećanjem opterećenja, slika 4.5.

Maksimalna širina prslina, koju su dostigle neke od prslina od savijanja i dijagonalna unutrašnja prslina, do trenutka prekida ispitivanja je iznosila oko 2.0 mm.



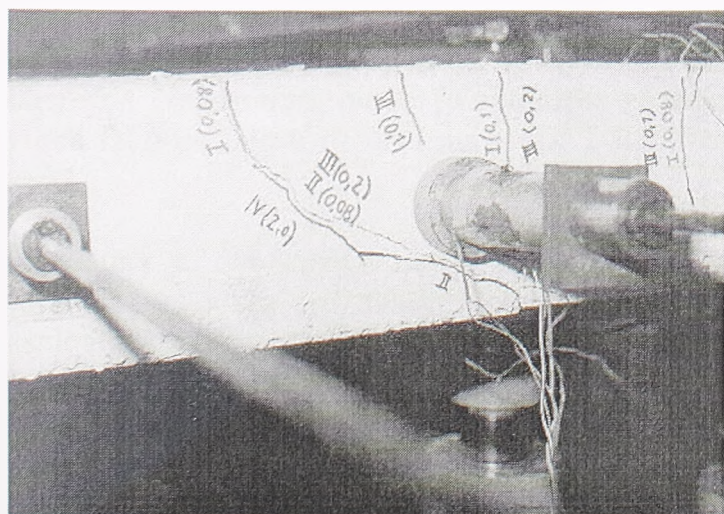
Slika 4.3 Razvoj prslina od savijanja - model S1

Na nivou opterećenja od 426 kN došlo je do lokalnog loma iznad jedne od zatega te se ispitivanje nije moglo nastaviti. U tom trenutku ploča je imala velike ugibe, izraženo tečenje armature u gornjoj zoni u okolini stuba i malobrojne prsline velike širine (i do 2 mm). Verovatno je da bi, sa

povećanjem opterećenja, proces tečenja doveo do ekstremno velikih ugiba i prslina pre nego što bi se desio lom usled probijanja, a čak kad bi se on i desio to bi bio sekundarni lom usled probijanja, nakon što je ploča već izgubila funkciju usled "loma" od savijanja. Model S1 je imao "kragnu" najvećih dimenzija u osnovi i najmanju količinu prethodno nezategnute armature.

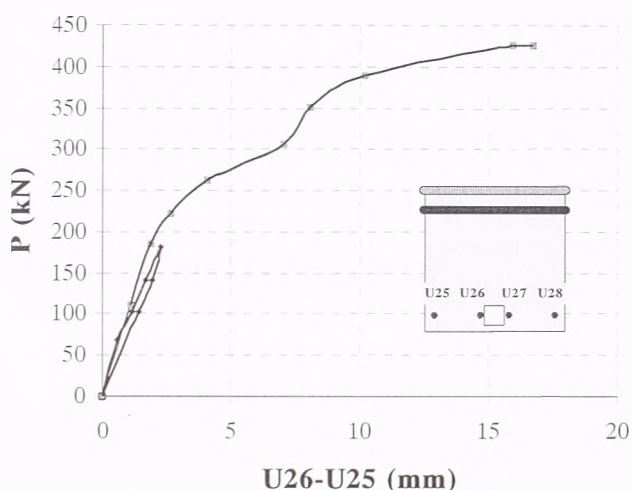


Slika 4.4 Detalj prslina od savijanja u okolini otvora za stub



Slika 4.5 Kosa unutrašnja prslina na slobodnoj ivici ploče

Ukupni apsolutni ugib tačaka modela iznad mesta delovanja sila iznosio je, u trenutku prekida ispitivanja, 48.5 mm (U26) odnosno 51.3 mm (U27). Međutim, ovaj ugib je delimično posledica deformacije, a delimično posledica rotacije ploče kao krutog tela, pošto oslonci rama nisu bili apsolutno nepomerljivi. Deo ugiba koji potiče od rotacije ploče kao krutog tela može se eliminisati ukoliko sa posmatra razlika ugiba dve tačke ploče koje su na istom udaljenju od uklještenja. Pošto ugibi obe tačke sadrže isti deo od rotacije ploče njihova razlika daje čistu deformaciju ploče. U slučaju modela S1, deo ugiba koji potiče od rotacije ploče je veliki, zbog čega je nakon ovog ispitivanja ram ukrućen tako da njegova pomeranja budu minimalna.



Slika 4.6 Dijagram sila - pomeranje za razliku ugiba U26-U25

Na slici 4.6 prikazana je zavisnost razlike ugiba U26 i U25 od opterećenja-sile na presi. Sve karakteristične faze promene krutosti ploče (linearno ponašanje, pojava i razvoj prslina, tečenje armature) mogu se primetiti i na ovom dijagramu.

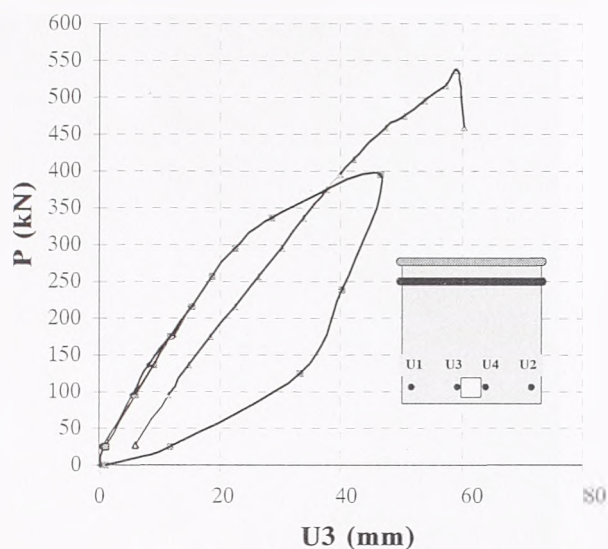
Model S2

Dispozicija ugibomera za ovaj model takođe je prikazana na slici 3.23. Ovaj model je imao "kragnu" manjih dimenzija u osnovi od modela S1 i znatno veću količinu prethodno nezategnute armature, poglavlje 3.

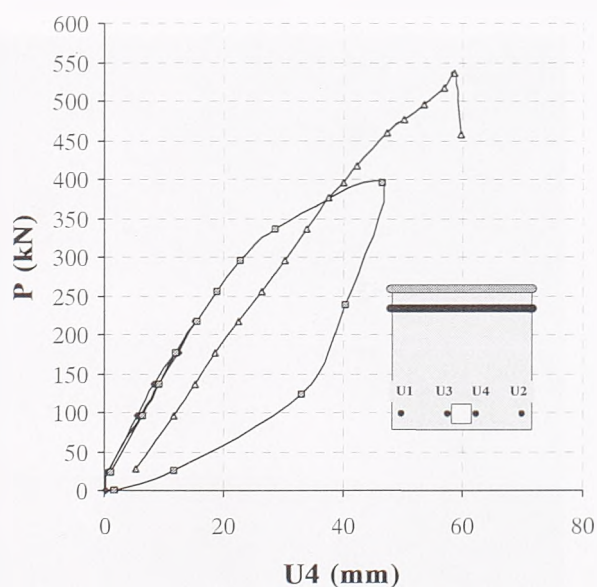
Pored toga, model S2 je tri puta opterećivan. Prvo, do eksploatacione sile i zatim je rasterećen. Nakon toga, model je opterećen značajno iznad nivoa sile koja izaziva pojavu prslina tako da uđe u nelinearnu oblast i zatim rasterećen, i konačno je opterećen do loma.

Na slikama 4.7 i 4.8 prikazana je zavisnost ugiba U3 i U4 na mestu delovanja sile od opterećenja, za sva tri ciklusa opterećenja. U prvom ciklusu opterećenja do nivoa eksploatacione sile u stubu od oko 200 kN ploča se ponaša linearno bez pojave prslina. Nakon rasterećenja zaostala deformacija je praktično jednaka nuli (0.36-0.45 mm). U drugom ciklusu ploča je opterećena do sile od 400 kN i ponovo rasterećena do nule. Početna krutost ploče na savijanje ostala je nepromenjena, odnosno prvi ciklus opterećenja nije izazvao promenu krutosti. Međutim, već na nivou eksploatacione sile od

oko 216 kN javljaju se prve prsline od savijanja na slobodnoj ivici ploče i sa povećanjem opterećenja otvaraju se nove prsline, od otvora za stub zrakasto ka bočnim ivicama ploče.



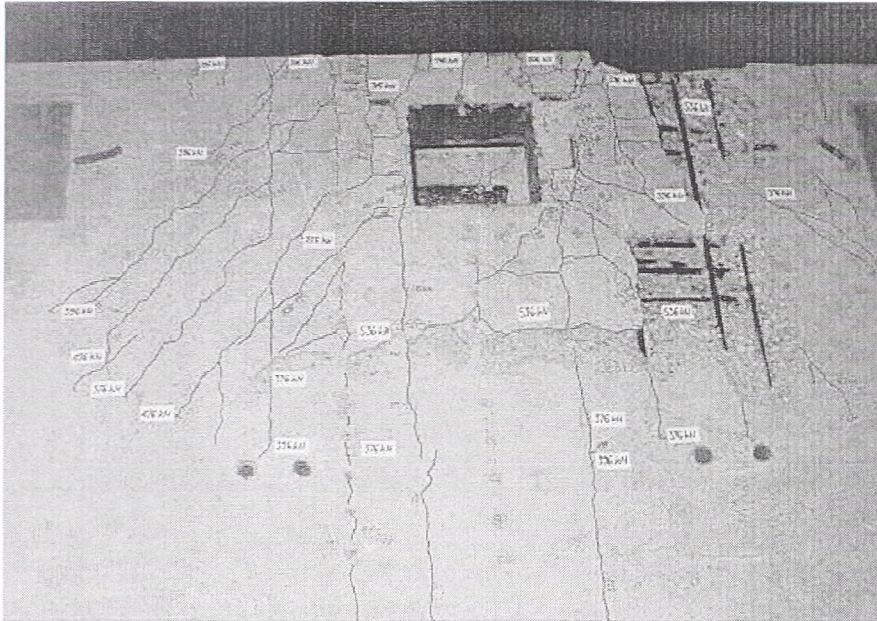
Slika 4.7 Dijagram sila-pomeranje za ugibomer U_3



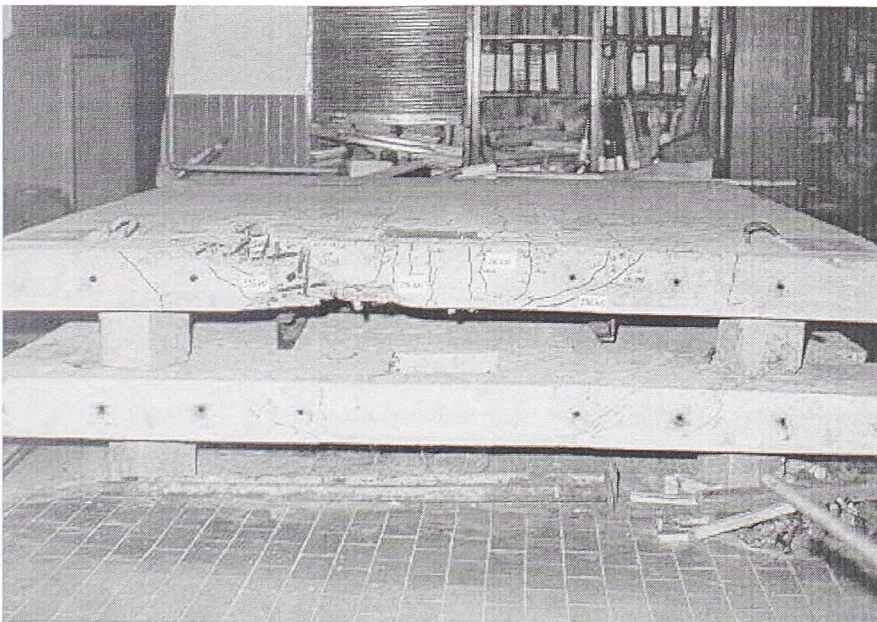
Slika 4.8 Dijagram sila-pomeranje za ugibomer U_4

Iznad nivoa sile od 250 kN sa povećanjem opterećenja slika prslina se razvija, otvaraju se nove i produžavaju postojeće, a krutost ploče postepeno opada. Kosa unutrašnja prslina javlja se pri opterećenju od oko 300 kN i vidljiva je na slobodnoj ivici ploče. I ona sa povećanjem opterećenja napreduje ka donjoj ivici ploče (počinje sa gornje površine, od postojeće prsline od savijanja) i povećava širinu. U odnosu na model S1 slika prslina je daleko razvijenija i njihove širine su manje. Maksimalna širina prslina iznosiće oko 1.2 mm u trenutku loma. Na slikama 4.9 i 4.10 prikazana je slika prslina nakon loma, na gornjoj površini i slobodnoj ivici ploče.

Model je opterećen do sile od oko 400 kN i zatim rasterećen do nule. Zaostala nepovratna deformacija je sada oko 5.00 mm što je posledica nelinearnih deformacija u ovom ciklusu opterećenja.

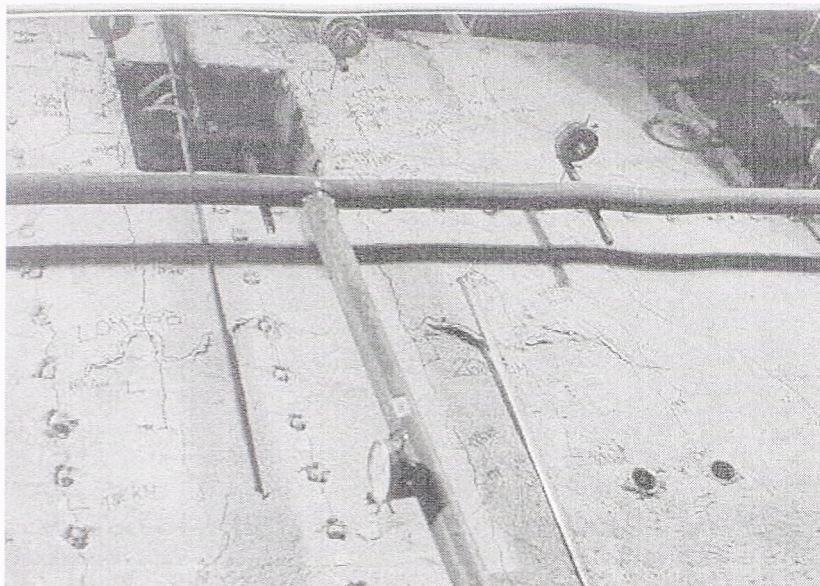


Slika 4.9 Slika prslina na gornjoj površini ploče nakon loma

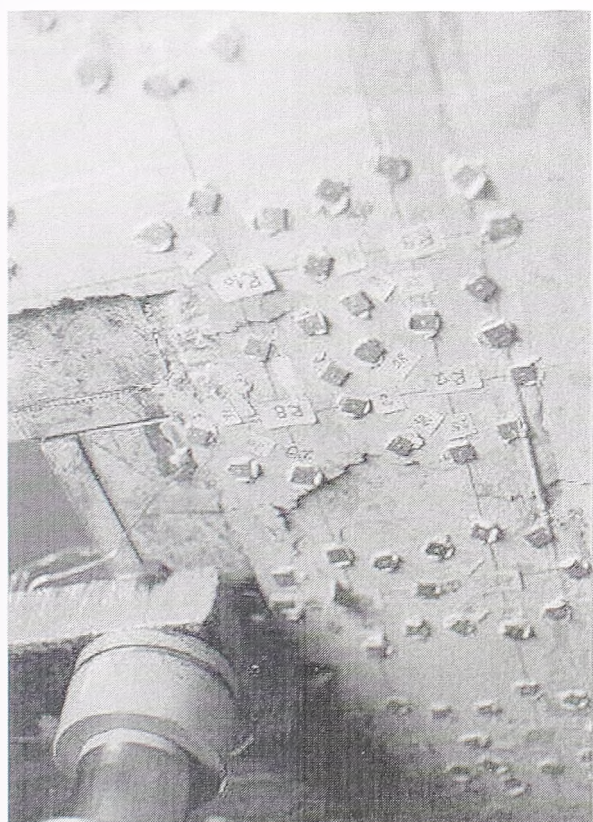


Slika 4.10 Slika prslina na slobodnoj ivici ploče nakon loma

U trećem ciklusu opterećenja model je opterećen do loma. Ovaj dijagram sila-pomeranje pomen je u odnosu na prva dva zbog zaostale, nepovratne deformacije modela, ali je početna krutost na savijanje približno ista kao i u prva dva ciklusa opterećenja. Model je opterećivan u koracima od po 40 kN osim pred lom gde je korak smanjen na 20 kN. Do loma je došlo pri sili od 536 kN pri čemu su se na donjoj površini ploče, neposredno uz otvor za stub pojavile pukotine od cepanja betona, a na gornjoj površini pukotina-deo konusa probijanja, slike 4.11 i 4.12.

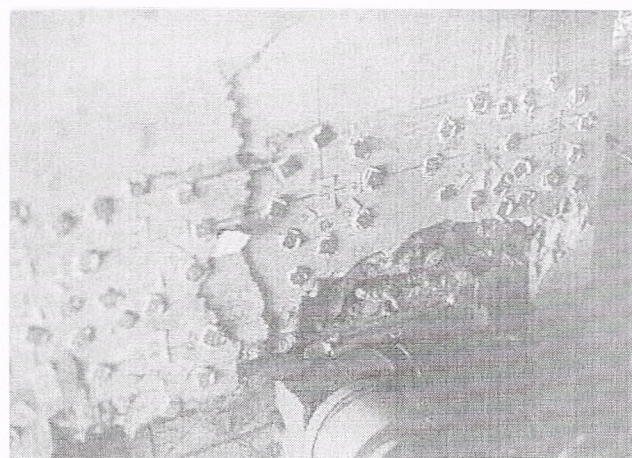


Slika 4.11 Početak formiranja konusa probijanja - gornja površina ploče



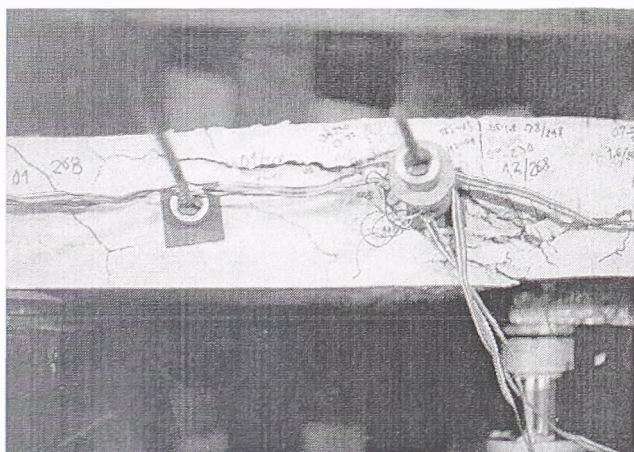
Slika 4.12 Cepanje pritisnutog betona - donja površina ploče

Sila na presi pala je na 450 kN i skinuti su svi instrumenti sa ploče da bi se ona u potpunosti probila. Pri sili nešto manjoj od 536 kN došlo je do potpunog probijanja ploče uz oslobađanje velike količine energije - prasak i prašinu kao kod eksplozije. Gornja i donja površina ploče nakon proboja prikazane su na slikama 4.13 i 4.14.



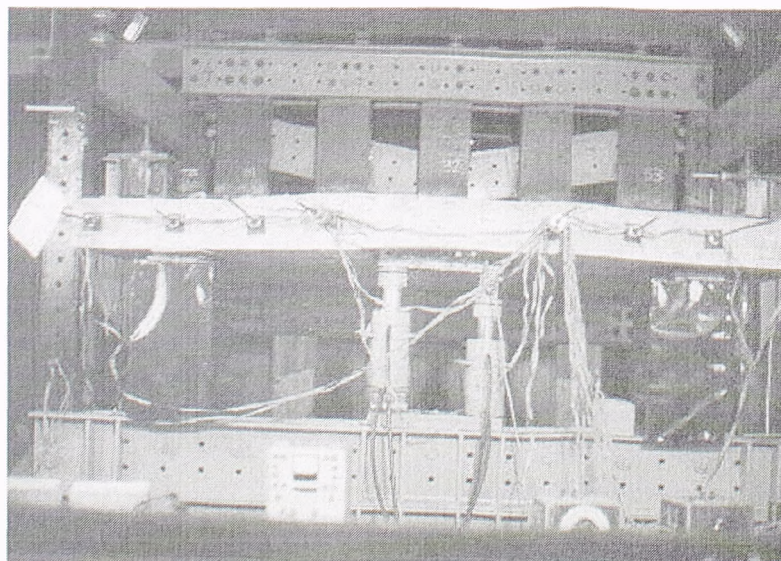
Slika 4.13 Gornja površina ploče nakon loma Slika 4.14 Donja površina ploče nakon loma

Na slikama 4.15 i 4.16 prikazan je izgled slobodne ivice ploče nakon loma, odnosno detalj koji pokazuje da konus probijanja prolazi upravo kroz uže koje je najbliže otvoru za stub.

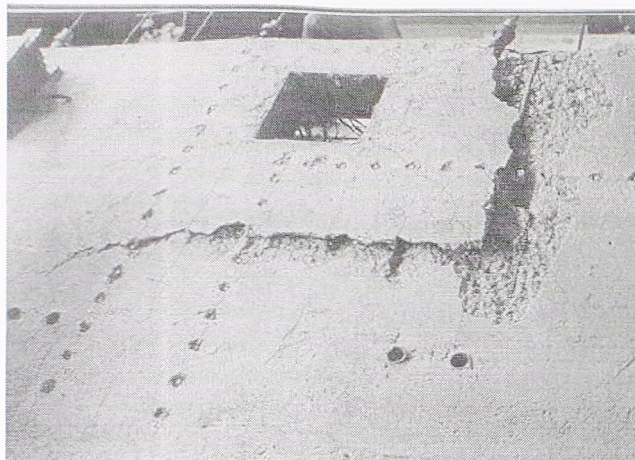


Slika 4.15 Detalj konusa probijanja na slobodnoj ivici ploče

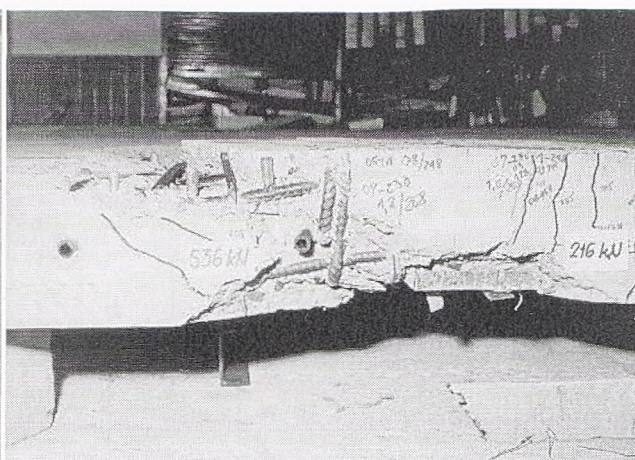
Nakon završenog ispitivanja, ploča je očišćena od delova betona koji su otpali, da bi se stekao utisak o figuri loma, slike 4.17 i 4.18. Sa slika se može videti da površ loma-konus probijanja nije simetričan, da je prosečan ugao formiranja dijagonalne unutrašnje prsline mali, oko 20° , i da je konus probijanja u osnovi velikih dimenzija. Na slici 4.18 može se videti krivljenje-savijanje gornje i donje armature koja prolazi kroz površ loma i otpadanje zaštitnog sloja betona na velikoj površini.



Slika 4.16 Izgled slobodne ivice ploče nakon loma

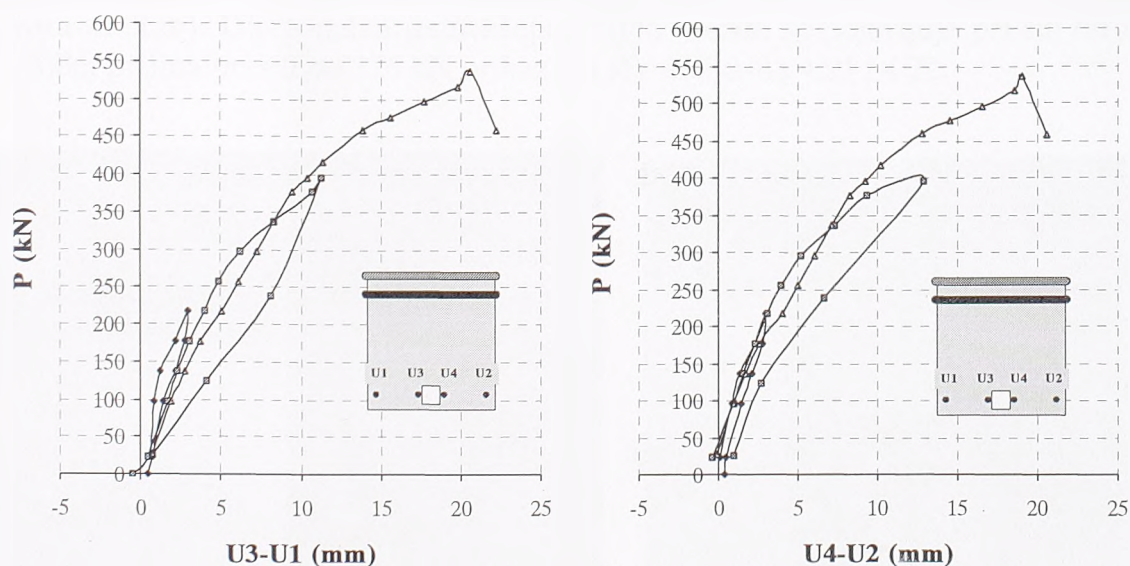


Slika 4.17 Model S2 nakon loma



Slika 4.18 Detalj površi loma, model S2

Na slici 4.19 prikazan je dijagram zavisnosti razlike ugiba tačke ploče iznad prese i iznad zatege i sile na presi (opterećenja), koji se razlikuje od prethodnih po tome što kriva koja odgovara opterećenju do loma nije pomerena u odnosu na prve dve. Ovo je razumljivo, s obzirom da ugibi obe tačke sadrže zaostalu deformaciju, pa se u njihovoj razlici ona potire.

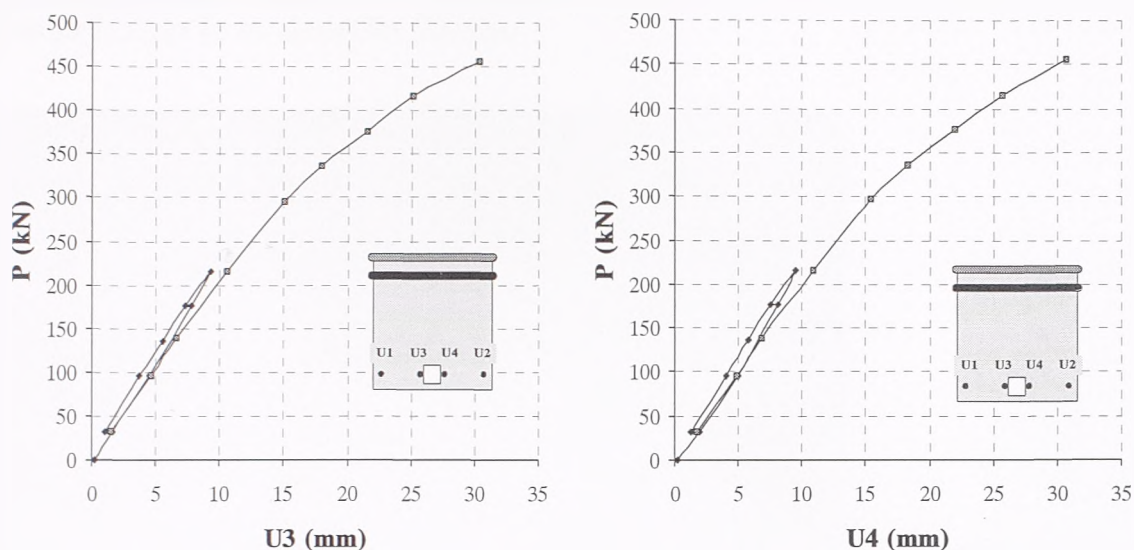


Slika 4.19 Dijagram zavisnosti sila-razlika pomeranja tačaka $U3-U1$, $U4-U2$

Model S3

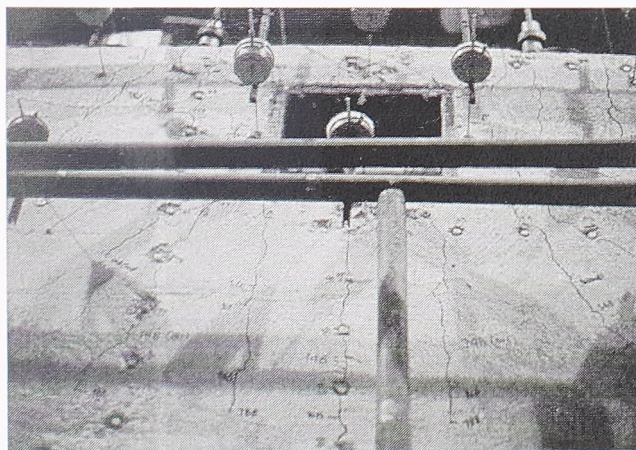
Model S3 je imao kragnu najmanjih dimenzija u osnovi i istu količinu prethodno nezategnute armature kao model S2, poglavlje 3. Opterećivanje ovog modela teklo je u dva ciklusa: prvi, do eksploatacione sile od oko 200 kN i drugi, do loma.

Dijagrami zavisnosti između ugiba ploče na mestu delovanja opterećenja $U3$, odnosno $U4$, i sile na presi prikazani su na slici 4.20.

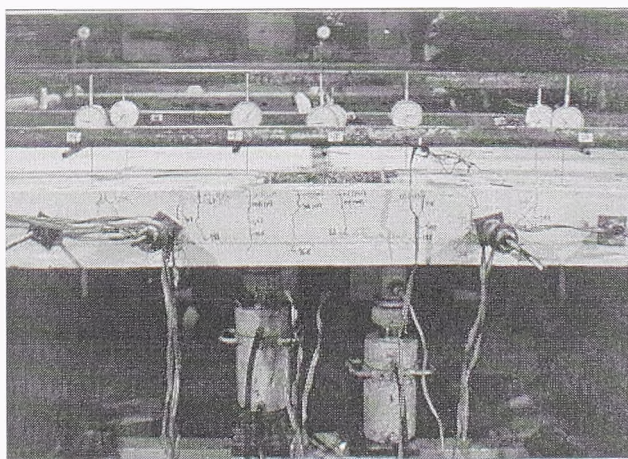


Slika 4.20 Dijagrami sila-pomeranje za ugibomere U3 i U4

Ponovo do nivoa eksploatacione sile ploča se ponaša približno linearno i nisu se mogle uočiti prsline. Nakon rasterećenja zaostala deformacija je zanemarljivo mala. U drugom ciklusu opterećenja do loma dijagram sila-pomeranja počinje da odstupa od linije već pri sili od oko 150 kN iako su prve prsline u blizini otvora za stub primećene tek pri sili od oko 200 kN-dakle na nivou eksploatacionog opterećenja. Početna krutost na savijanje približno je ista kao i krutost u prvom ciklusu opterećenja. Prsline se razvijaju na isti način kao kod modela S2 pri porastu opterećenja, dakle zrakasto od mesta delovanja sile (otvora za stub). Dijagonalna unutrašnja prsline takođe se pojavljuje pri sili od oko 200 kN. Slika prsline pri sili od 376 kN prikazana je na slikama 4.21 i 4.22.



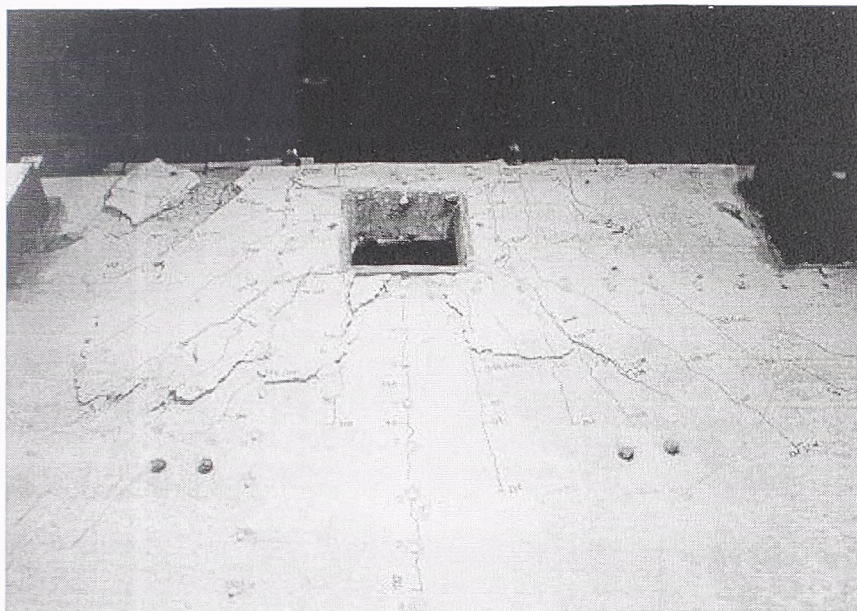
Slika 4.21 Slika prsline pri sili od 376 kN-gornja površina ploče



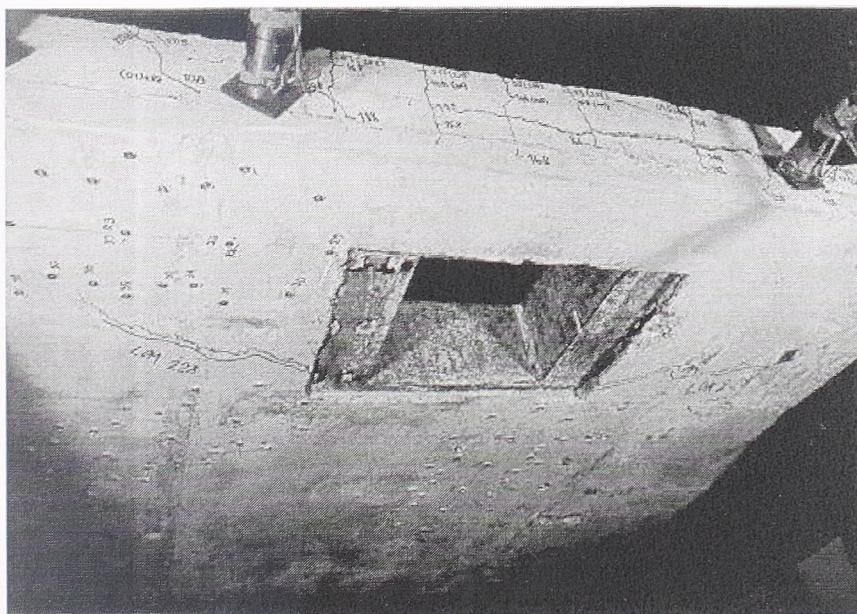
Slika 4.22 Slika prsline pri sili od 376 kN-slobodna ivica ploče

Sa daljim povećanjem opterećenja javljaju se nove prsline od savijanja i produžavaju se i šire postojeće. Krutost ploče postepeno opada što se vidi sa dijagrama sila-pomeranje. Pri sili od 456 kN dolazi iznenada do proboja koji je praćen praskom i podizanjem prašine, pri relativno malim deformacijama (oko 30 mm) i malim širinama prsline (maksimalna širina prsline 0.6 mm). Nakon loma, sila na presi pada i ploča ne može da primi dodatak

opterećenja. Slika prslina nakon loma sa konturom konusa probijanja na gornjoj površini ploče prikazana je na sledećim slikama.



Slika 4.23 Gornja površina ploče nakon loma, model S3

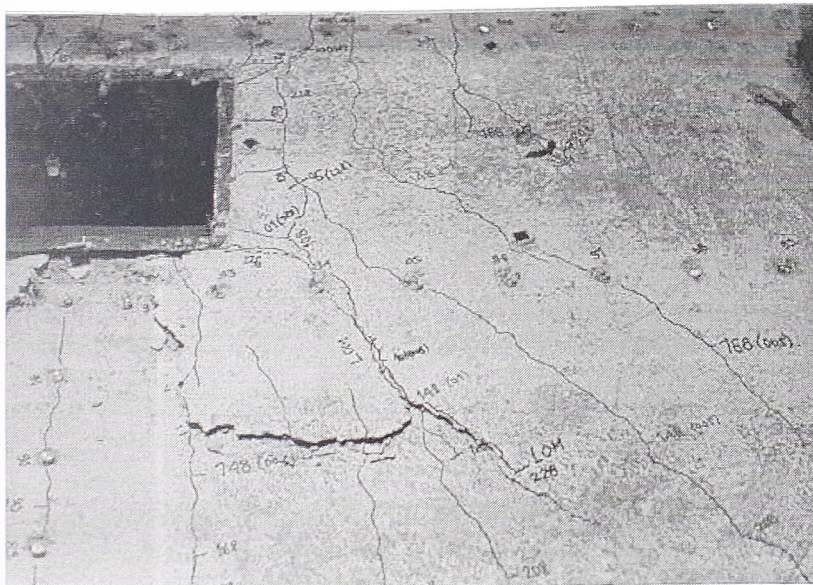


Slika 4.24 Slobodna ivica i donja površina ploče nakon loma, model S3

Sa slika 4.23 i 4.24 može se uočiti sledeće: prvo, lom nastaje usled cepanja pritisnutog betona kao i kod modela S2-uočljive su dve izražene pukotine na donjoj površini betona, i drugo, površ loma u osnovi nije približno kružnog oblika, već je "skoncetrisana" u uglovima otvora za stub, odnosno sastoji se iz dve razdvojene površi loma. Ovo je verovatno posledica oblika "kragne" u osnovi-naime, u modelu S3 "kragna" je imala papuču samo na stranama na kojima deluje sila, dok se na drugim dvema stranama sastojala samo iz vertikalnih limova. Detalji izgleda gornje površine ploče nakon loma prikazani su na slikama 4.25 i 4.26.



Slika 4.25 Detalj gornje površine ploče nakon loma, model S3



Slika 4.26 Detalj gornje površine ploče nakon loma, model S3

Na slikama 4.27 i 4.28 prikazana je gornja površina modela pre i posle uklanjanja delova betona koji su otpali.



Slika 4.27 Gornja površina ploče nakon loma pre uklanjanja otpalog betona, model S3

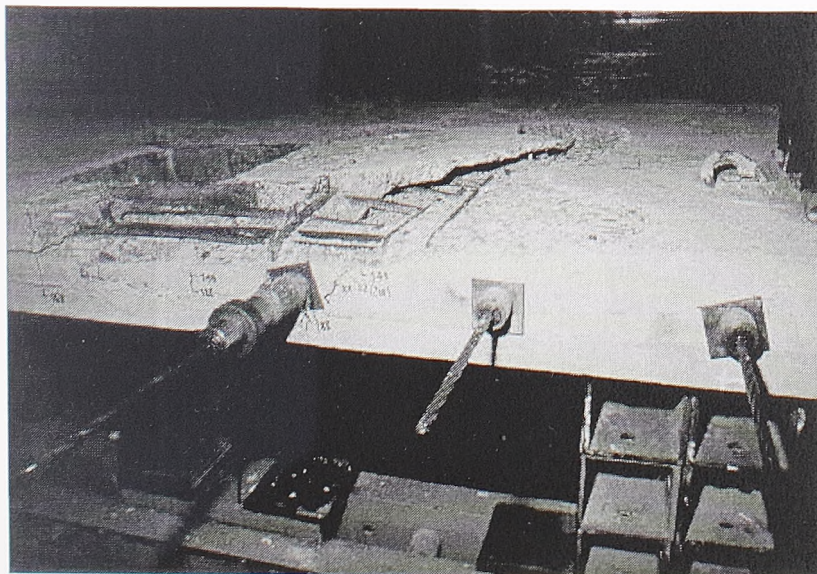


Slika 4.28 Gornja površina ploče nakon loma posle uklanjanja otpalog betona, model S3

Na slikama 4.29 i 4.30 prikazani su detalji površi loma na kojima se može videti savijanje prethodno nezategnute armature koja prolazi kroz površ loma.

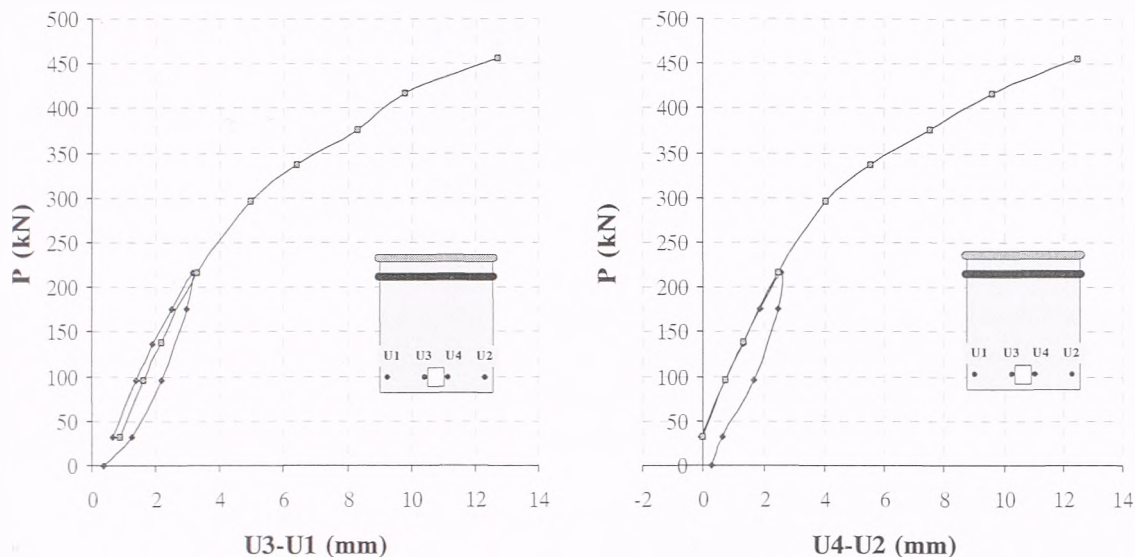


Slika 4.29 Detalj površi loma, model S3



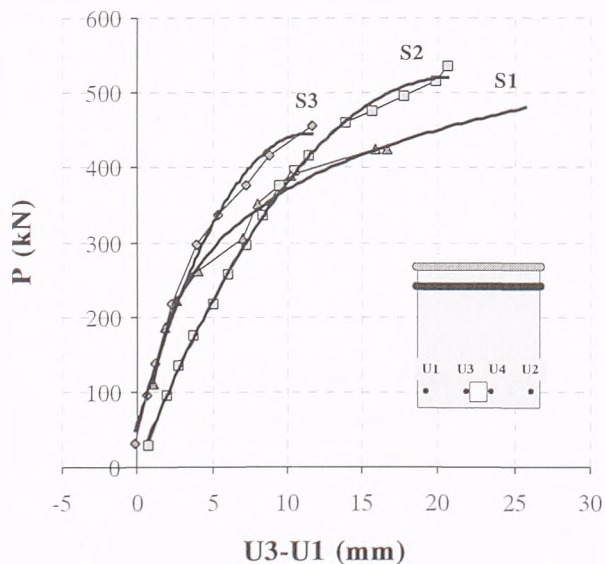
Slika 4.30 Detalj površi loma, model S3

Na slici 4.31 prikazana je zavisnost između sile na presi i razlike pomeranja na ugibomerima U3 i U1, odnosno U4 i U2. Svi prethodno izvedeni zaključci važe i za ove dijagrame.



Slika 4.31 Dijagram sila-razlika pomeranja za ugibomere U3 i U1, odnosno U4 i U2

Konačno, na slici 4.32 prikazani su dijagrami zavisnosti između sile i pomeranja za sva tri modela istovremeno. Preko merenih podataka nacrtane su linije koje prikazuje trend



Slika 4.32 Dijagram sila-razlika pomeranja za ugibomere U3 i U1 za sva tri modela

merenih krivih. Kod modela S1 trend linija je produžena izvan domena merenih podataka pošto je ispitivanje prekinuto zbog lokalnog loma iznad zatege. Veliki ugibi kao i velika širina prslina u trenutku prekida ispitivanja, kao i trend koji ima dijagram sila-pomeranje, pokazuju da bi kod ovog modela bila iscrpljena nosivost na savijanje pre nego što bi došlo do loma usled probijanja. Model S1 je imao "kragnu" najvećih dimenzija u osnovi i minimalnu količinu prethodno nezategnute armature, prema ACI propisima. Modeli S2 i S3 su se razlikovali samo po veličini "kragne", dok su im svi ostali parametri bili približno

isti. Pri tome, količina prethodno nezategnute armature bila je znatno veća nego u modelu S1.

Model S2 je imao veću "kragnu" i duktilniji lom od modela S3. Naime, pre nego što je došlo do loma usled probijanja model je imao izražene i ugibe i prsline, pa bi se ova vrsta loma mogla nazvati sekundarnim lomom usled probijanja. Međutim, model S3 je imao najmanju "kragnu" i, pri svim ostalim istim parametrima, najmanju nosivost na probijanje. Kod ovog modela lom je bio iznenadan, bez ikakve prethodne najave, pri malim veličinama ugiba i prslinama male širine, pa bi se ova vrsta loma ploče mogla nazvati primarnim lomom usled probijanja.

Lom usled probijanja, bez obzira da li je sekundarni ili primarni, je praćen oslobađanjem velike količine energije, eksplozivan je, i u modelu S2 i u modelu S3 je nastao usled "cepanja" pritisnutog betona, tj. kada najmanji glavni napon-napon zatezanja dostigne neku kritičnu vrednost čvrstoće betona na zatezanje.

Površ loma koja se uobičajeno naziva konus probijanja, formira kosa unutrašnja prslina pod uglom od 20°-30° koja kreće od mesta završetka "kragne" na donjoj površini ploče. Dijagonalna unutrašnja prslina, praćena na slobodnoj ivici ploče, se formira na nivou od oko 50% od graničnog opterećenja. Torzionih prslina nije bilo pošto nema momenta savijanja upravnog na slobodnu ivicu ploče. S obzirom na mali ugao, površina konusa probijanja je velika na gornjoj strani ploče i proboj ploče je praćen otpadanjem zaštitnog sloja betona takođe na velikoj površini na gornjoj strani ploče. Takođe, dolazi do savijanja armature koja prolazi kroz površ loma, ali nakon formiranja površi loma i loma pritisnutog betona. Na ovu nosivost armature za savijanje koja prolazi kroz površ loma (dejstvo "trna") može se računati ukoliko je armatura dobro usidrena, ali da bi se ova nosivost angažovala mora prethodno doći do stanja loma.

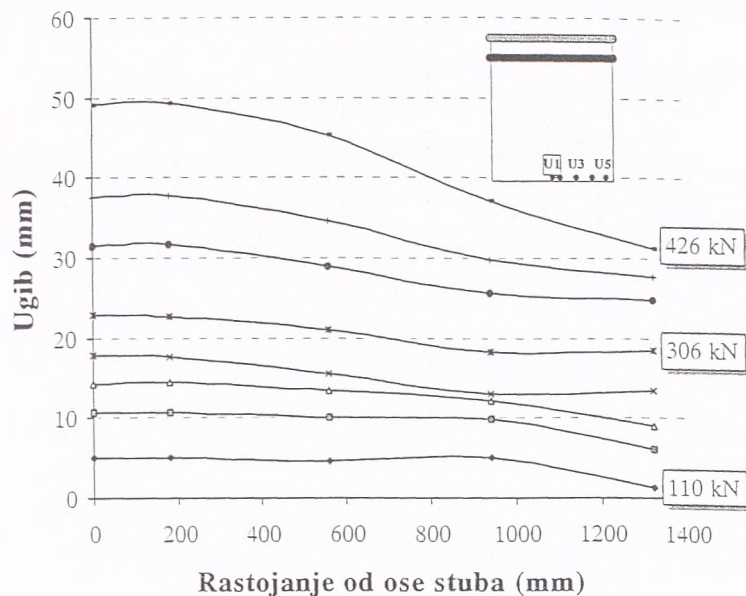
4.2 Dijagrami ugiba

Model S1

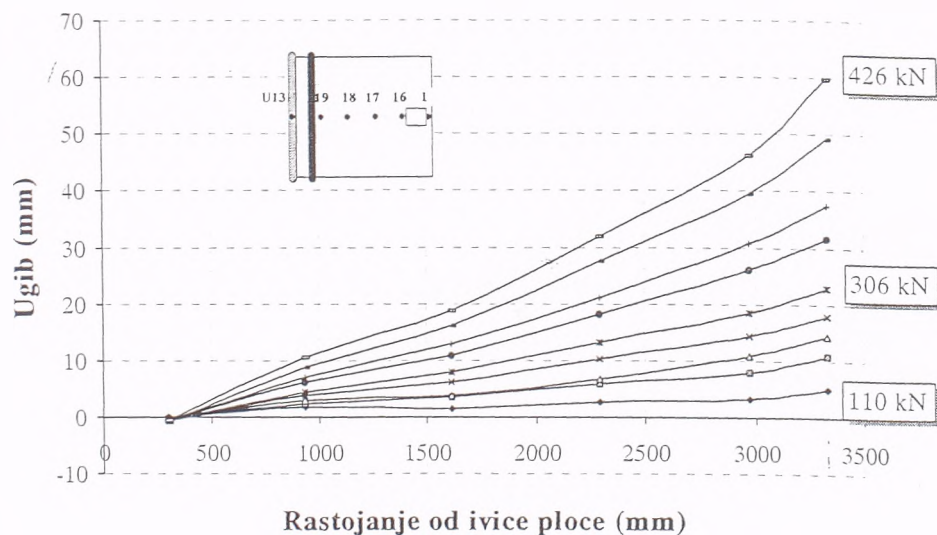
Na slici 4.33 prikazana je deformacija ploče u y-pravcu, ugibomeri U1, U2, U3, U4 i U5, a na slici 4.34 deformacija ploče u x-pravcu, ugibomeri U1, U16, U17, U18, U19 i U13, kroz sve faze opterećenja do loma.

Sa slike 4.33 se ne može zaključiti da deo ploče između kose unutrašnje prsline i kraja ploče (od ugibomera U3 do U5) rotira kao kruto telo, što je u nekim eksperimentima dobijeno i na čemu se zasniva nekoliko lokalnih mehaničkih modela problema probijanja, među njima i Kinnunen-Nylander-ov. To bi značilo da deformacija ploče od kose prsline do ivice ploče treba da bude linearna, što očigledno nije slučaj.

Pri ispitivanju modela S1 ram za nanošenje opterećenja nije bio ukrućen, te se na slici 4.34 mogu videti velika pomeranja tačaka ploče na mestima čeličnih nosača koji formiraju uklještenje-ugibomeri U13 i U19. Zato je ukupno pomeranje tačaka na kraju ploče posledica delom rotacije cele ploče kao krutog tela a delom njene deformacije. Veličine jednog i drugog mogu se, u svakom koraku opterećenja, sračunati iz merenih ugiba na mestima oslonaca, ali u ovom trenutku to nije od značaja.



Slika 4.33 Deformacija modela S1-ugibomeri U1, U2, U3, U4 i U5

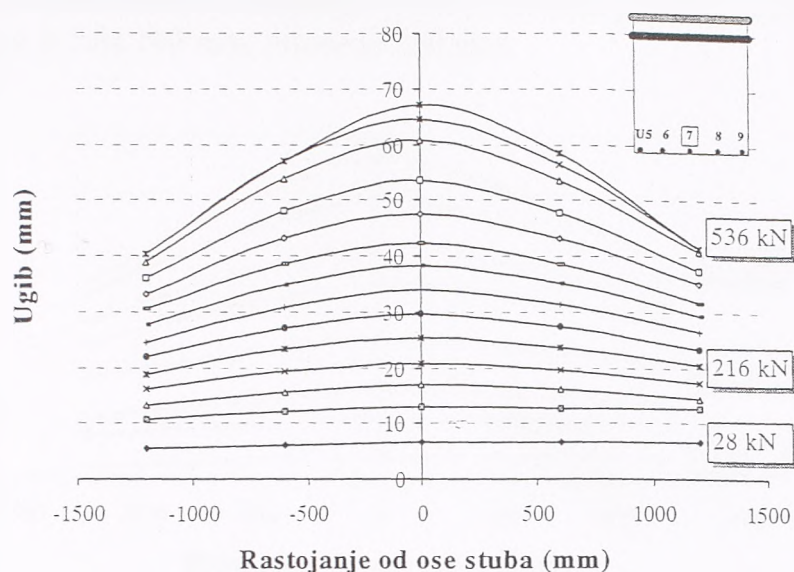


Slika 4.34 Deformacija modela S1-ugibomeri U13, U19, U18, U17, U16 i U1

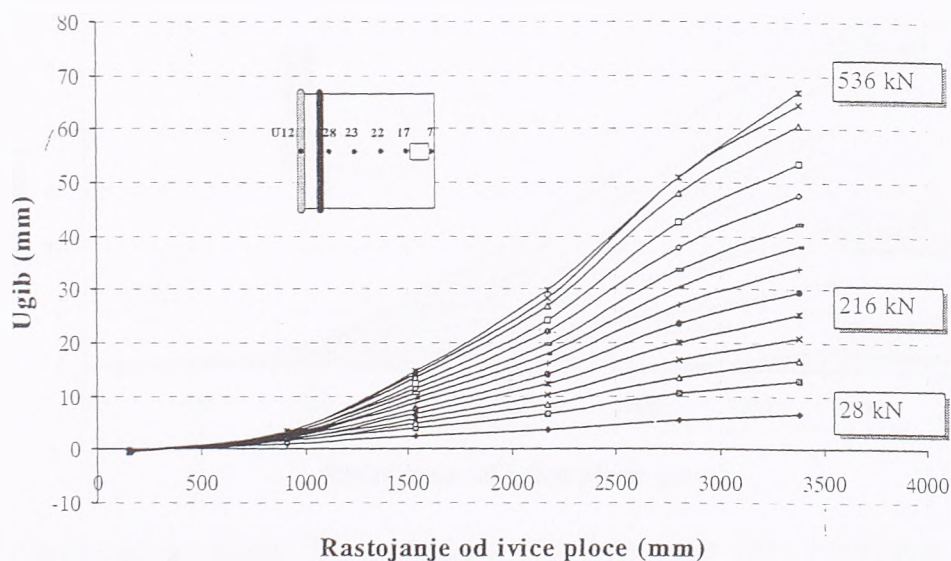
Model S2

Na slici 4.35 prikazani su ugibi modela S2 u y-pravcu, za ugibomere U5, U6, U7, U8 i U9, a na slici 4.36 ugibi u x-pravcu, za ugibomere U12, U28, U23, U22, U17 i U7.

Pošto je ram za nanošenje opterećenja ukrućen, pomeranja modela na mestima gornjeg i donjeg čeličnog virendela su znatno smanjena a samim tim i rotacija ploče kao krutog tela, što se može videti na slici 4.36. Sa slike 4.35 ne može se izvesti zaključak o rotaciji dela ploče između kose prsline i kraja ploče kao krutog tela, ali to može biti posledica i nedovoljnog broja ugibomera u tom pravcu.



Slika 4.35 Deformacija modela S2 - ugibomeri U5, U6, U7, U8 i U9



Slika 4.36 Deformacija modela S2 - ugibomeri U12, U28, U23, U22, U17 i U7

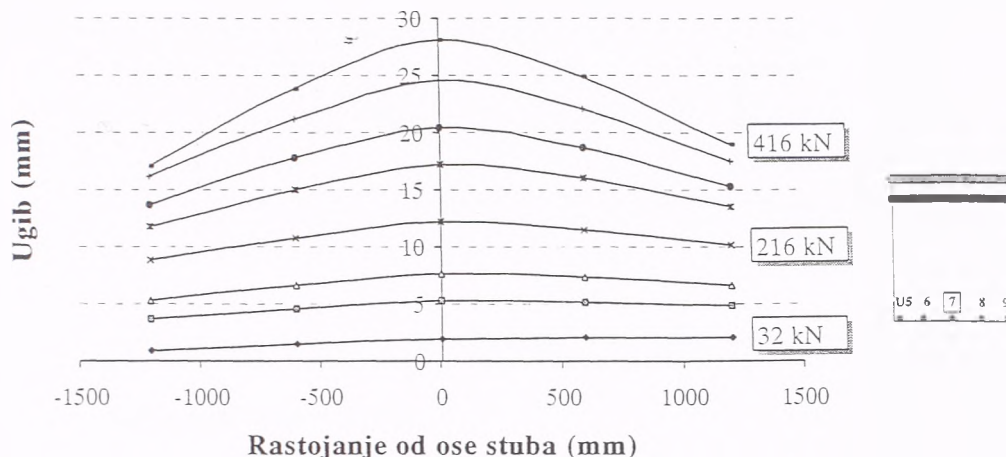
Model S3

Na slikama 4.37 i 4.38 prikazani su ugibi mereni na modelu S3 u y-pravcu, za ugibomere U5, U6, U7, U8 i U9, odnosno ugibi mereni u x-pravcu, za ugibomere U12, U28, U23, U22, U17 i U7. Sve što je rečeno za model S2 važi za model S3.

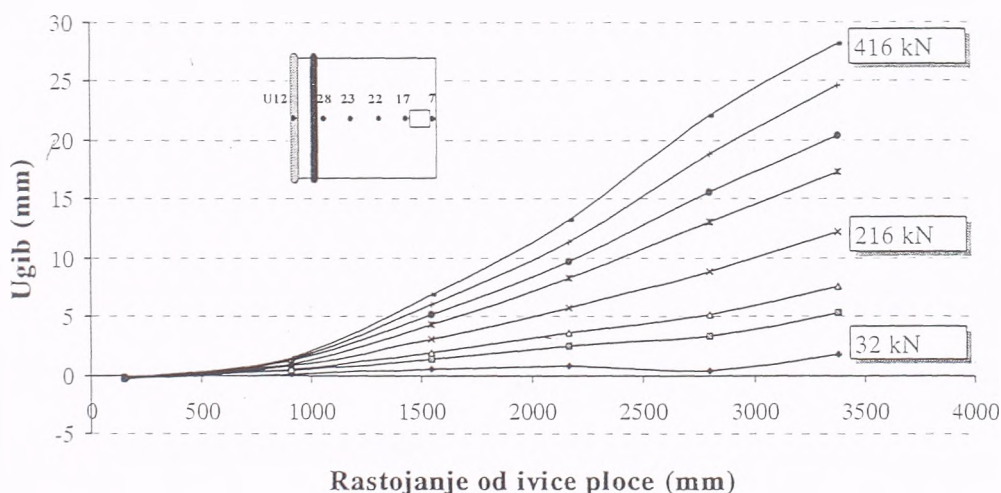
4.3 Dilatacije u betonu

Dilatacije u betonu su merene na pritisnutoj površini betona pomoću defrometara Pfender baze 100 mm na modelima S1 i S2, odnosno pomoću defrometra Labiscon baze 250 mm na modelu S3. Baza od 250 mm je prevelika za laboratorijska ispitivanja, i naročito za oblasti izložene visokim koncentracijama napona, ali u datom trenutku nije bilo moguće nabaviti defrometar Pfender sa manjom bazom. Ovo treba imati u vidu kod

kvantitativne analize merenih dilatacija, tj. da je mereni podatak osrednjena vrednost na dužini baze koja je bila 100 mm, odnosno 250 mm.



Slika 4.37 Deformacija modela S3 - ugibomeri U5, U6, U7, U8 i U9

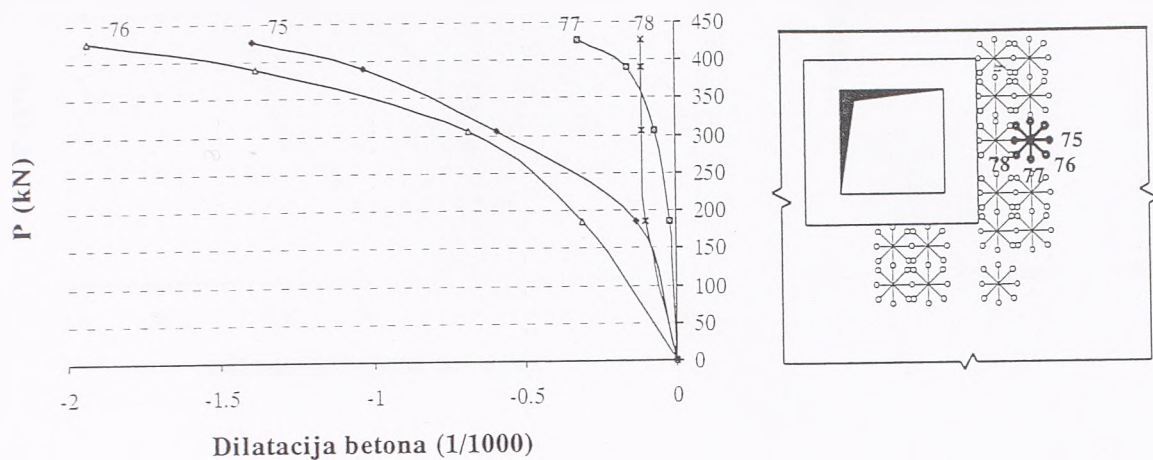


Slika 4.38 Deformacija modela S3 - ugibomeri U12, U28, U23, U22, U17 i U7

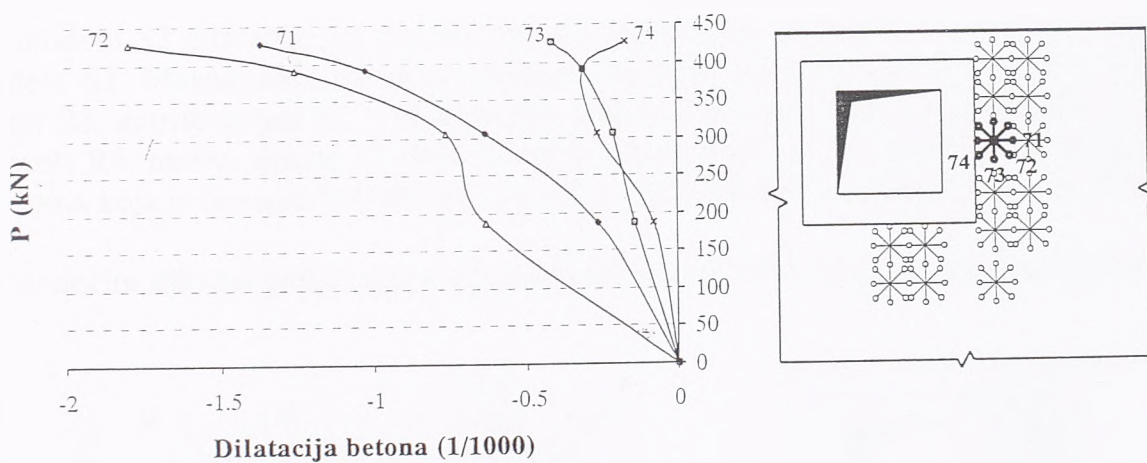
Model S1

Na sledećim dijagramima biće prikazana zavisnost dilatacije u betonu od opterećenja u nekoliko izabranih, karakterističnih rozeta.

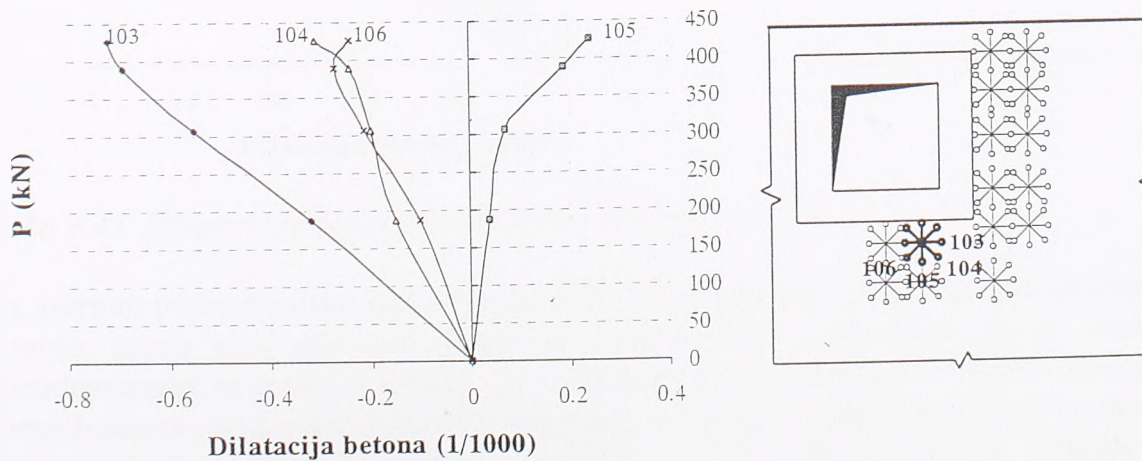
Maksimalna merena vrednost dilatacije pritiska u betonu iznosi 1.93 % u rozeti R5, merno mesto 76, a maksimalna vrednost dilatacije zatezanja betona merena je 0.75 % u rozeti R10, merno mesto broj 89. Ovde treba imati u vidu da su ove dilatacije merene pre loma modela. Sa dijagrama se može primetiti da su dilatacije u y-pravcu veće nego u x-pravcu, jer su i naprezanja bila veća, i da su glavne dilatacije pod određenim uglom u odnosu na x-osu, odnosno y-osu. Takođe, može se primetiti da su u zoni ploče između otvora za stub i zatega (R5 i R6) sve dilatacije betona dilatacije pritiska, a u zoni od otvora ka uklještenju (R11 i R12) tri su pritiska i jedna dilatacija zatezanja.



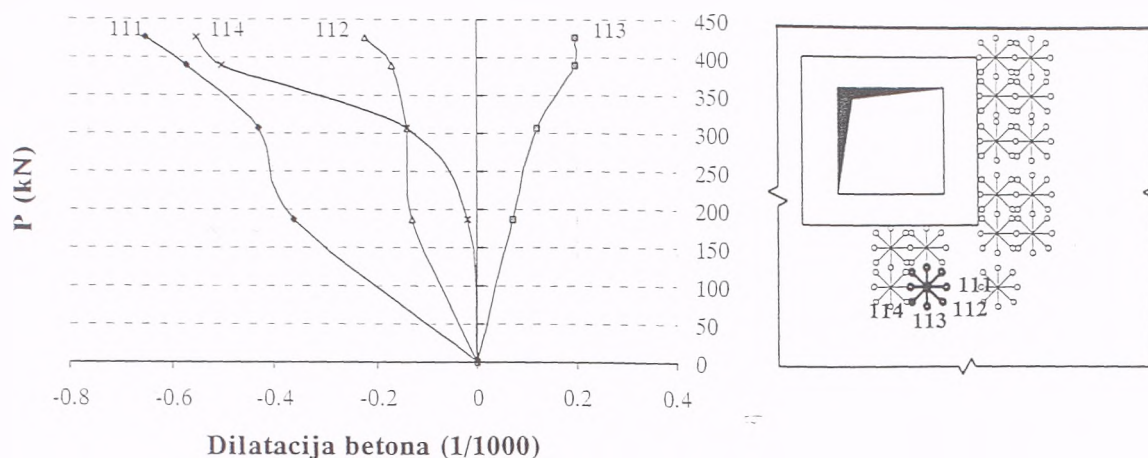
Slika 4.39 Dijagram sila-dilatacija u betonu za rozetu R5



Slika 4.40 Dijagram sila-dilatacija u betonu za rozetu R6



Slika 4.41 Dijagram sila-dilatacija u betonu za rozetu R12

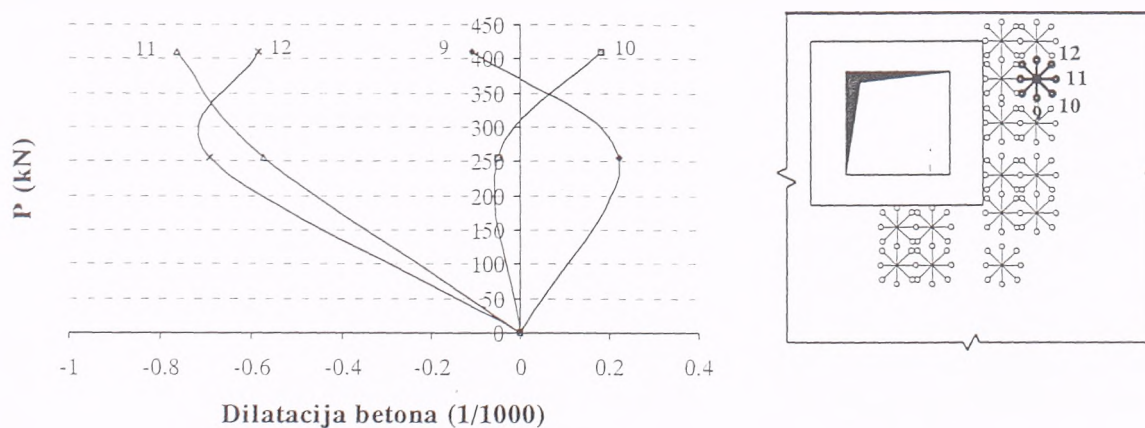


Slika 4.42 Dijagram sila-dilatacija u betonu za rozetu R13

Model S2

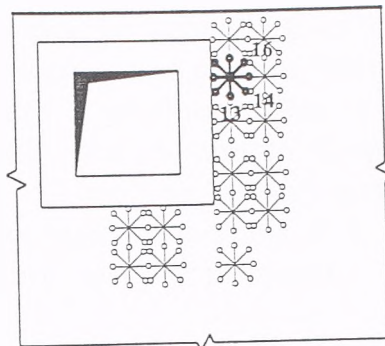
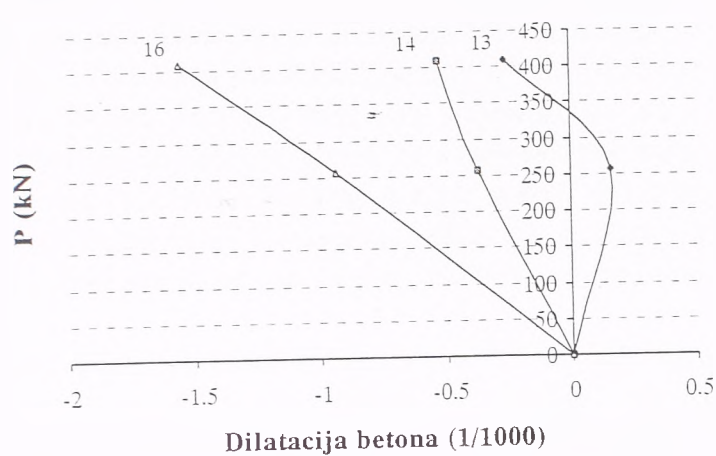
Na modelu S2 dilatacije su merene takođe Pfenderom sa bazom od 100 mm, kao i na modelu S1. Maksimalna merena vrednost dilatacije pritiska u betonu iznosi 1.83 ‰ u rozeti R8, merno mesto 32, a maksimalna vrednost dilatacije zatezanja merena je 0.71 ‰ u rozeti R6, merno mesto 22. Ove dilatacije su merene pri sili od 410 kN, znatno ispod sile loma koja je iznosila 536 kN, pa se može pretpostaviti da su trenutku loma bile veće.

Na sledećim slikama prikazani su dijagrami zavisnosti dilatacije u betonu od opterećenja.

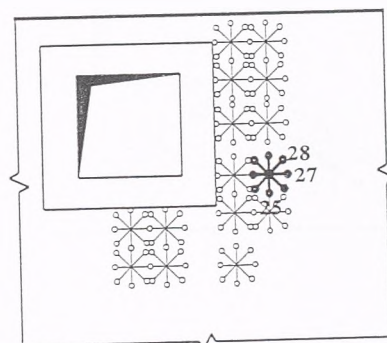
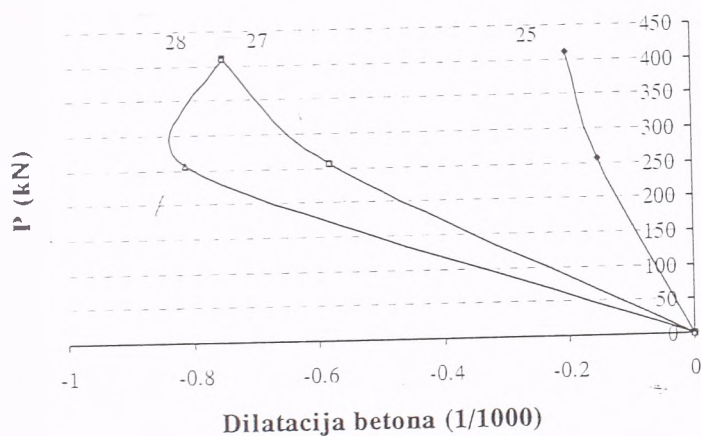


Slika 4.43 Dijagram sila-dilatacija u betonu za rozetu R3

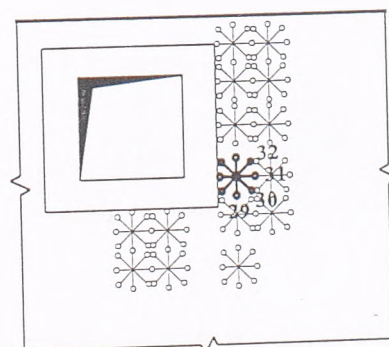
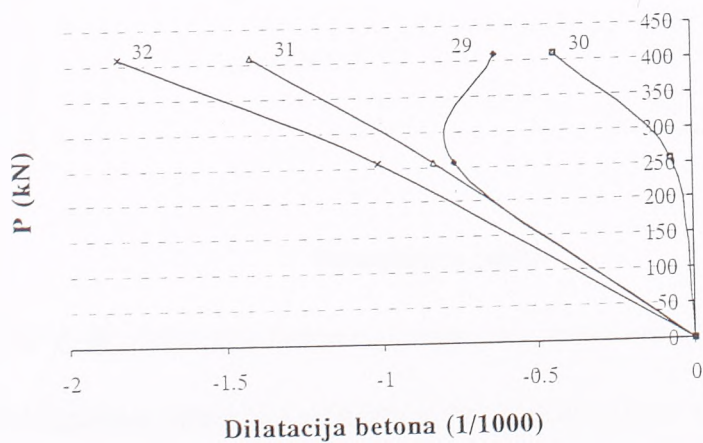
Sa mernim instrumentom koji je korišćen je bilo problema u toku ispitivanja pa je izvršen znatno manji broj merenja nego na modelu S1, s obzirom da se sumnjalo u verodostojnost merenih podataka. To se može videti i na slikama 4.43-4.46, kod pojedinih mernih mesta, kod kojih dolazi do smanjenja dilatacije sa povećanjem opterećenja, što je malo verovatno. Zbog toga je i izabrano samo nekoliko rozeta za prikazivanje. Na slikama se međutim može videti da su dijagrami uglavnom prave linije, tj. da je na nivou opterećenja do 410 kN ponašanje betona linearno.



Slika 4.44 Dijagram sila-dilatacija u betonu za rozetu R4



Slika 4.45 Dijagram sila-dilatacija u betonu za rozetu R7

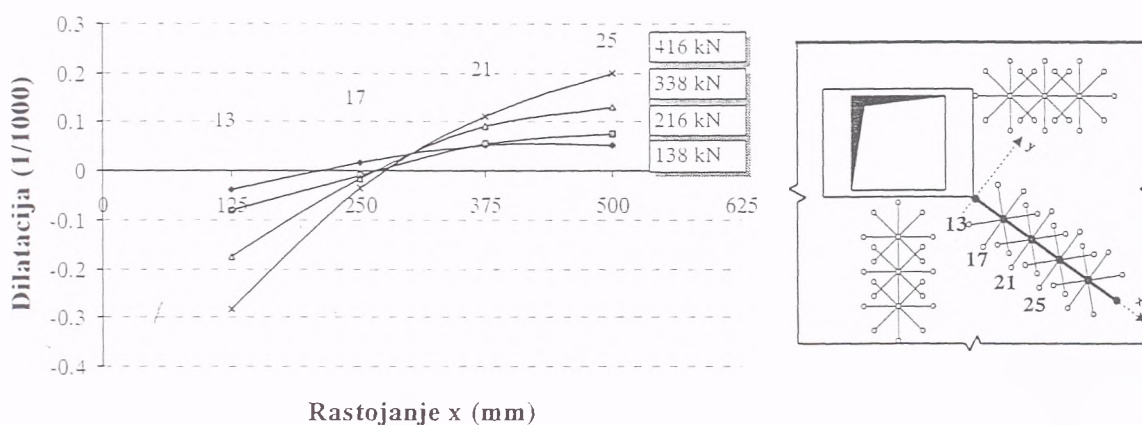


Slika 4.46 Dijagram sila-dilatacija u betonu za rozetu R8

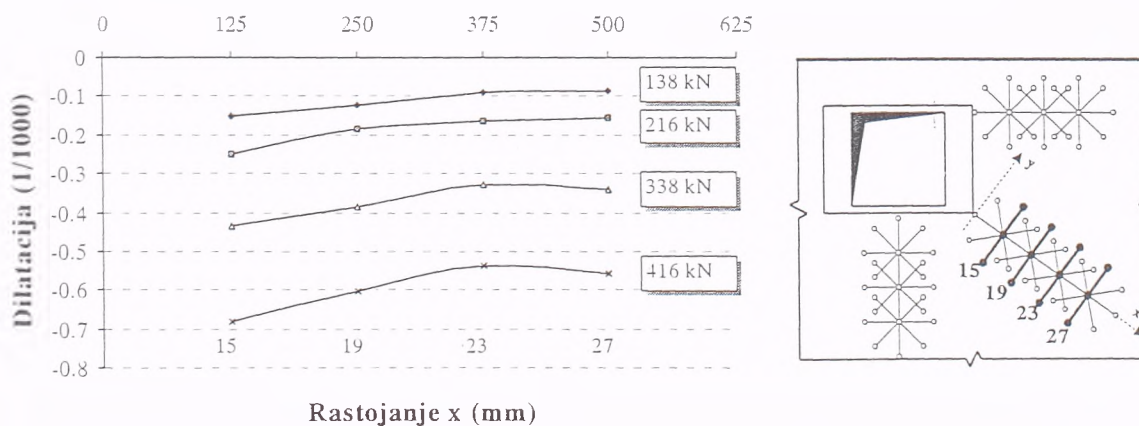
Model S3

Na modelu S3 merenja dilatacija betona vršena su deformatrom Labiscon baze 250 mm. Iako je ova baza prevelika za zonu ploče izloženu koncentracijama napona, zahvaljujući pouzdanosti instrumenta, sva merenja su konzistentna i dovoljno tačna. Pošto je deformatrom merena prosečna vrednost dilatacije na dužini od 250 mm, to su apsolutne vrednosti merenih dilatacija manje nego u modelima S1 i S2, pa ih ne treba upoređivati. S obzirom da se ova merenja smatraju pouzdanim, (izvršena su merenja u 4 koraka, poslednji pred lom) za ovaj model biće prikazan najveći broj merenih podataka.

Osim toga, na modelu S3 su rozete organizovane u pravcima x i y, i u dijagonalnom pravcu, tako da se može pratiti i promena dilatacija u betonu duž izabranog pravca. Na sledećim slikama biće prikazani rezultati merenja.

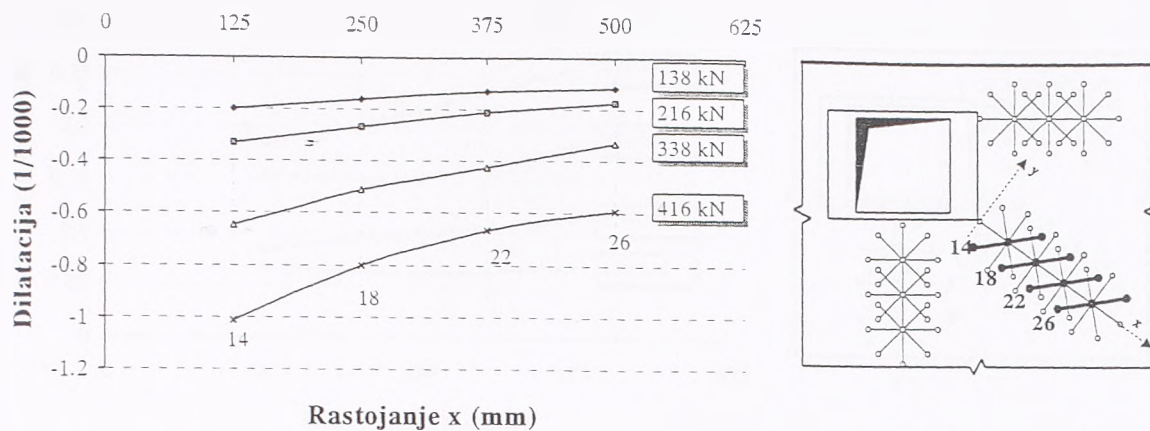


Slika 4.47 Dilatacije betona u pravcu dijagonale - "radijalne"

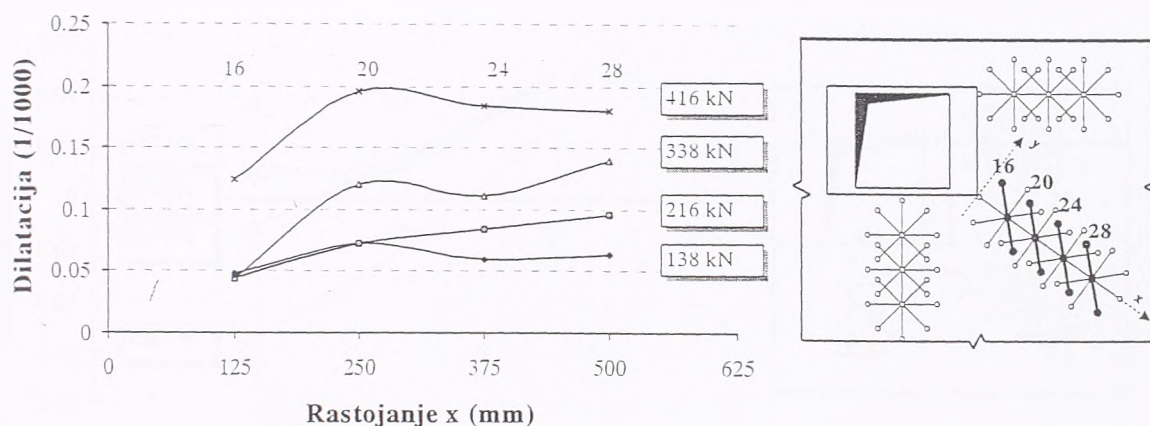


Slika 4.48 Dilatacije betona upravno na pravac dijagonale - "tangencijalne"

Maksimalna dilatacija pritiska u betonu na nivou opterećenja od 416 kN (lom je bio pri sili od 436 kN) merena je u rozeti R4, merno mesto broj 14 i iznosi 1.27%. Maksimalna dilatacija zatezanja pri istom nivou opterećenja je merena u rozeti R3, merno mesto broj 9 i iznosi 0.256%. Kao što se može primetiti, apsolutne vrednosti merenih dilatacija manje su nego u modelima S1 i S2, što je posledica, između ostalog, i veće baze deformatra.



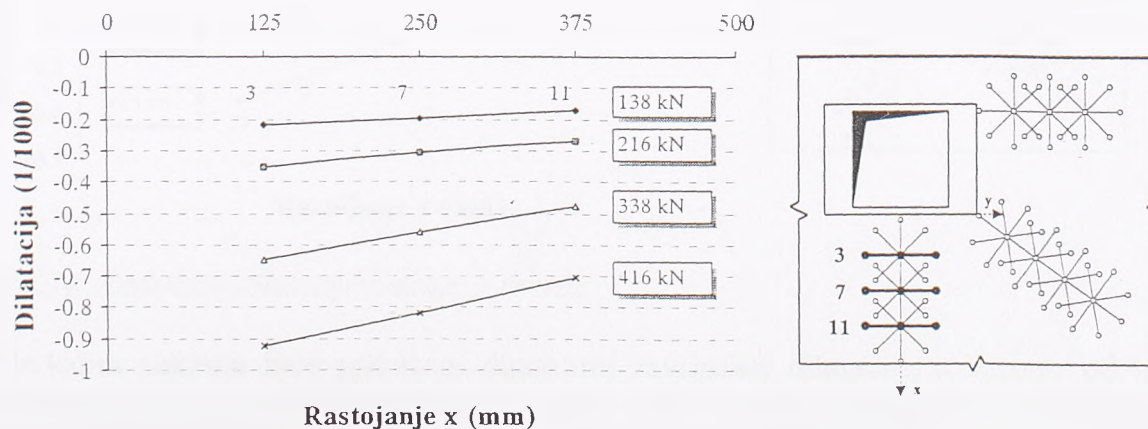
Slika 4.49 Dilatacije betona u "tangencijalnom" pravcu



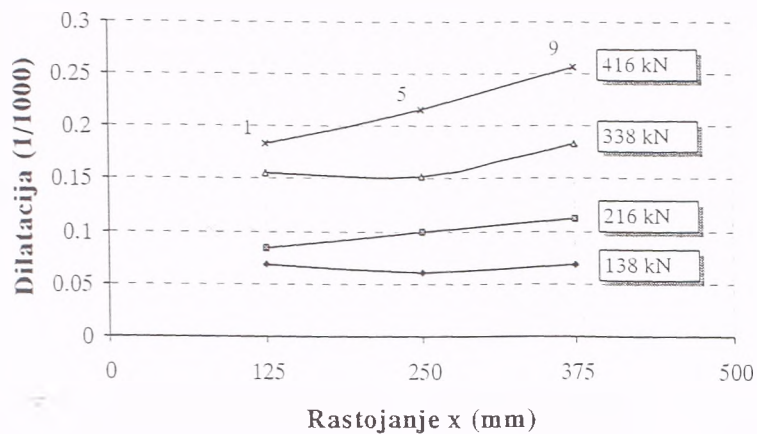
Slika 4.50 Dilatacije betona u "radijalnom" pravcu

Sa prethodnih slika se može primetiti da su tangencijalne dilatacije dilatacije pritiska, a radijalne uglavnom zatezanje, što je posledica znaka momenata savijanja. To znači da je ova zona izložena kombinovanom dejstvu napona pritiska i zatezanja u troosnom stanju napona, za razliku od slučaja krute veze stuba i ploče, gde su svi naponi naponi pritiska.

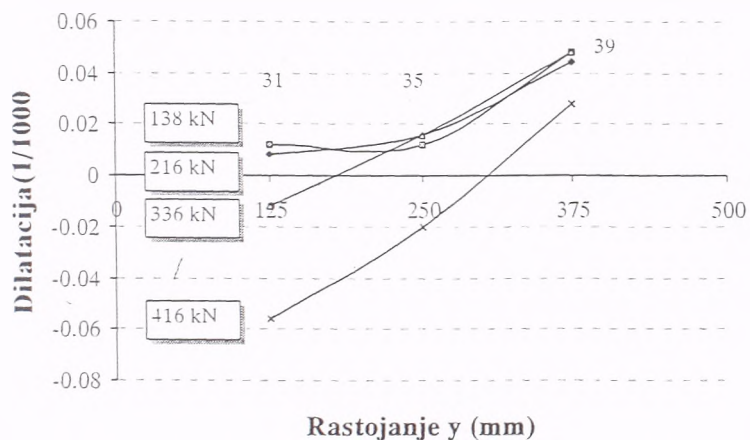
Za x i y pravac biće prikazan, za svaku rozetu, par većih dilatacija koje su međusobno upravne.



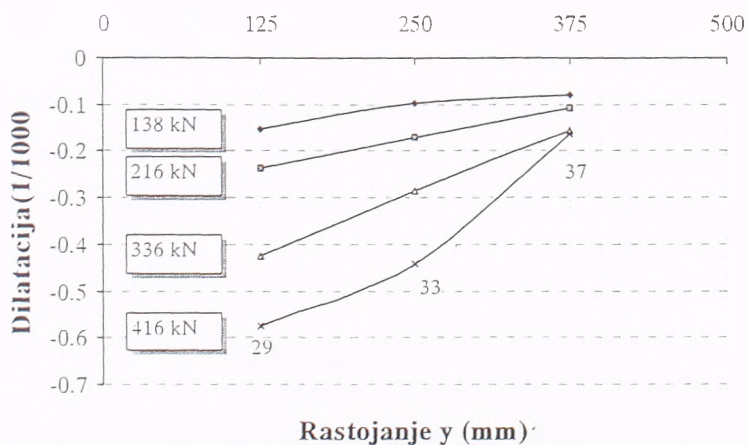
Slika 4.51 Tangencijalne dilatacije betona, x-pravac



Slika 4.52 Radijalne dilatacije betona, x-pravac

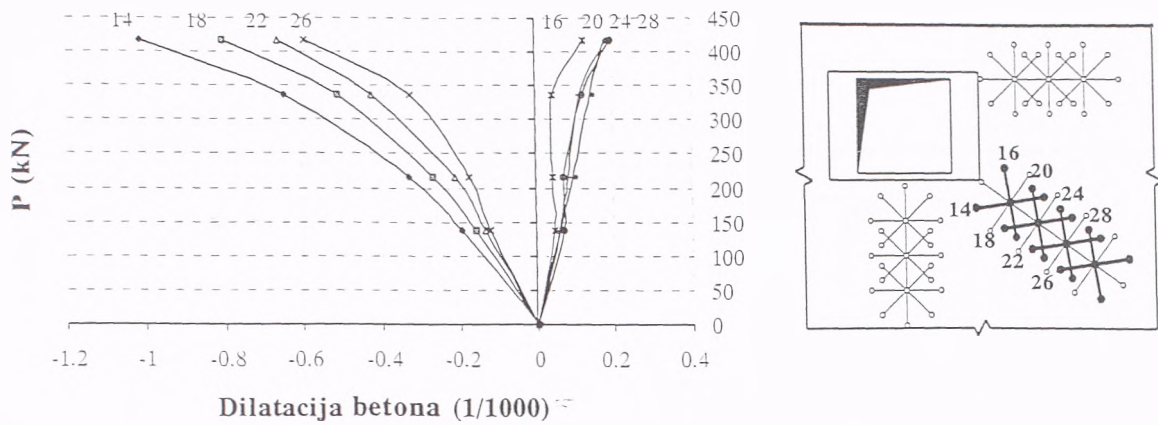


Slika 4.53 Tangencijalne dilatacije betona, y-pravac

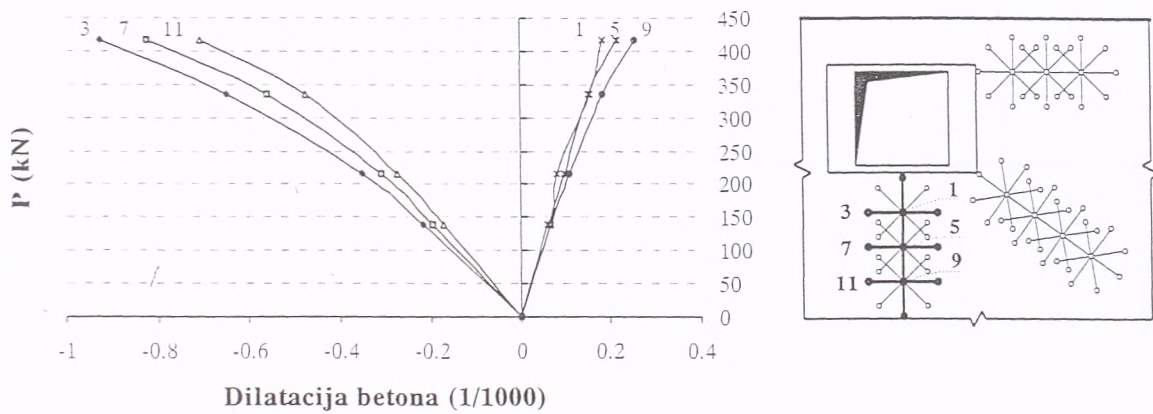


Slika 4.54 Radijalne dilatacije betona, y-pravac

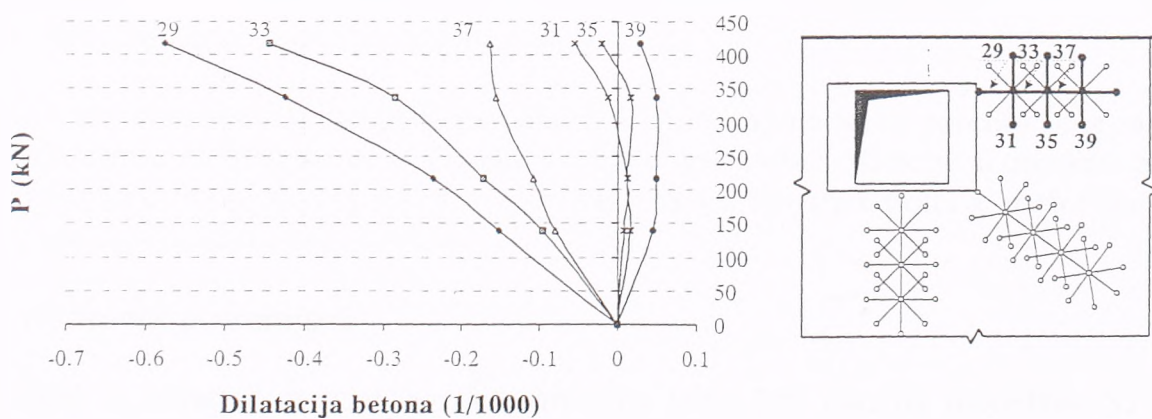
Na sledećim slikama biće prikazani dijagrami zavisnosti dilatacija u betonu od nivoa opterećenja u x, y i "dijagonalnom" pravcu. Na svakom dijagramu prikazane su tangencijalne i radijalne dilatacije istovremeno radi poređenja.



Slika 4.55 Radijalne i tangencijalne dilatacije betona u "dijagonalnom" pravcu



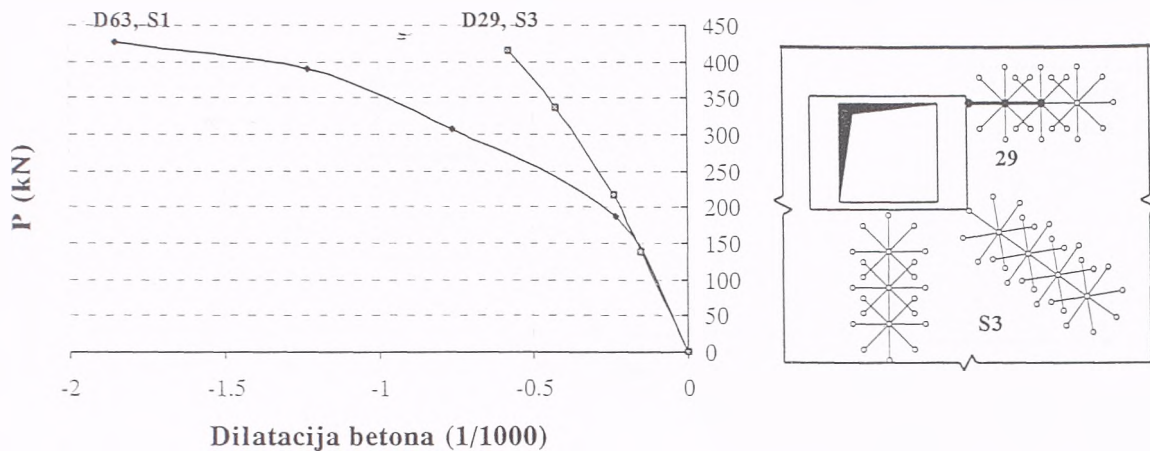
Slika 4.56 Radijalne i tangencijalne dilatacije betona u x-pravcu



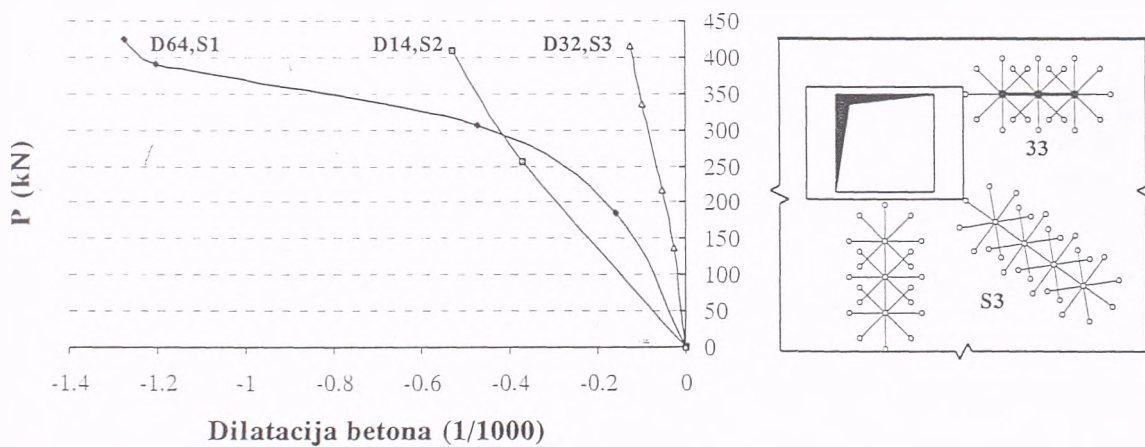
Slika 4.57 Radijalne i tangencijalne dilatacije u y-pravcu

Očigledno je približno linearno ponašanje betona u zatezanju i izraženo nelinearno u pritisku. Pri tome treba zapaziti da su tangencijalne dilatacije u "dijagonalnom" i x-pravcu dilatacije pritiska, a u y-pravcu tangencijalne dilatacije su kombinacija pritiska i zatezanja sa znatno manjim vrednostima.

Na sledećim slikama biće prikazana zavisnost dilatacija betona od opterećenja na nekoliko izabranih mesta za sva tri modela.



Slika 4.58 Dilatacija betona u modelima S1 i S3



Slika 4.59 Dilatacija betona u modelima S1, S2 i S3

Iako brojne vrednosti dilatacija na modelima S1 (S2) i S3 ne treba porediti zbog različite baze instrumenta, očigledna je razlika u obliku krive $P-\varepsilon$. Dok je u modelu S3, na izabranom mestu do pred sam lom ova zavisnost skoro linearna, dotle je u modelu S1 na istom mestu izraženo tečenje betona.

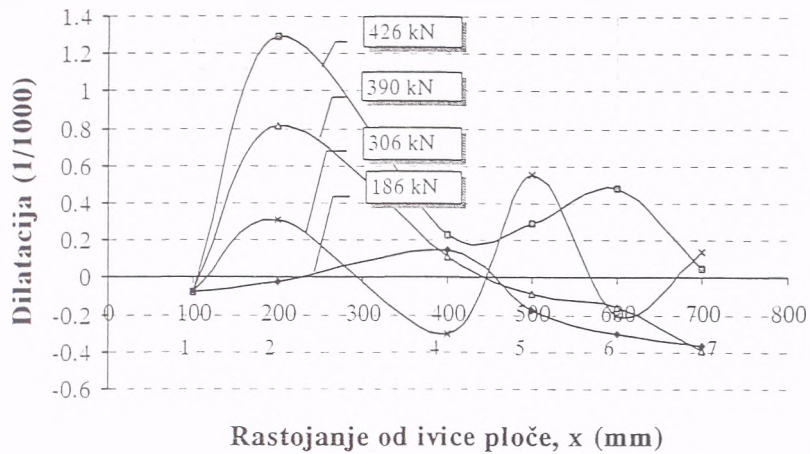
4.4 Dilatacije u armaturi

Dilatacije u armaturi merene su deformatrima baze 100 mm na modelima S1 i S2, odnosno 250 mm na modelu S3, kao i dilatacije betona. Merenja su vršena na izabranim šipkama armature u gornjoj i donjoj zoni ploče, tako što je šipka opremljena mernim mestima u nizu na određenoj dužini, da bi se obuhvatile eventualne prsline.

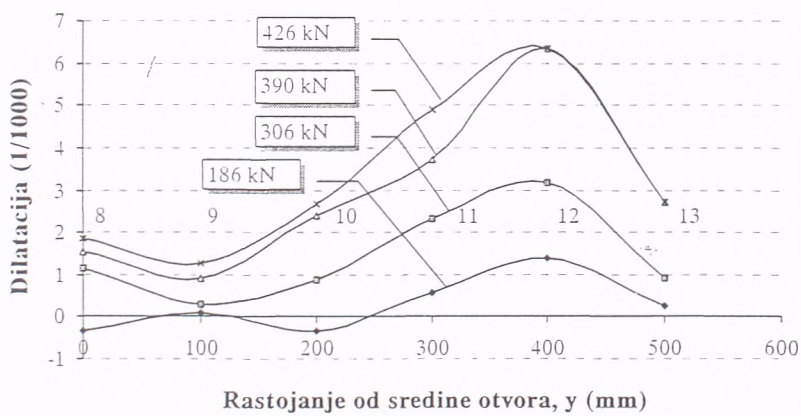
Model S1

Na modelu S1 dilatacije u armaturi su merene deformatrom baze 100 mm na tri šipke u gornjoj zoni ploče uz otvor, i jednoj šipki u donjoj zoni, takođe uz otvor.

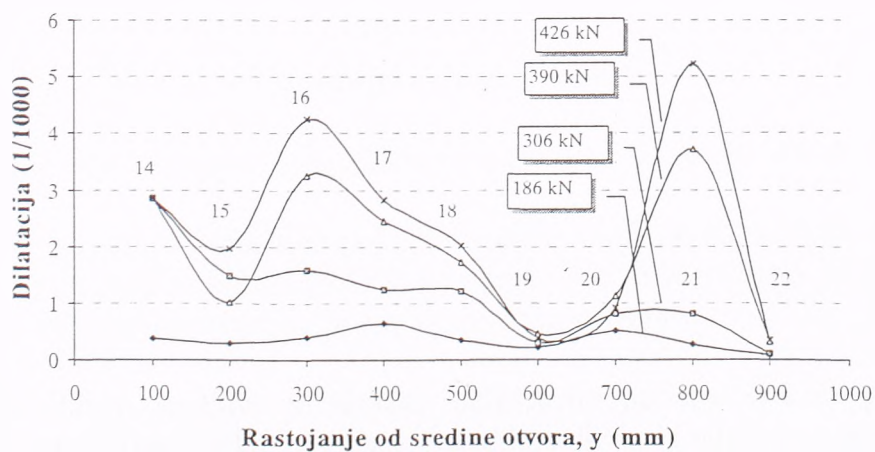
Na sledećim slikama su prikazani rezultati merenja, za četiri koraka opterećenja. Pojedina merna mesta nisu radila, i to je u dijagramima predstavljeno tako što to merno mesto nije označeno brojem.



Slika 4.60 Dilatacije armature u x-pravcu, gornja zona, merna mesta 1-7

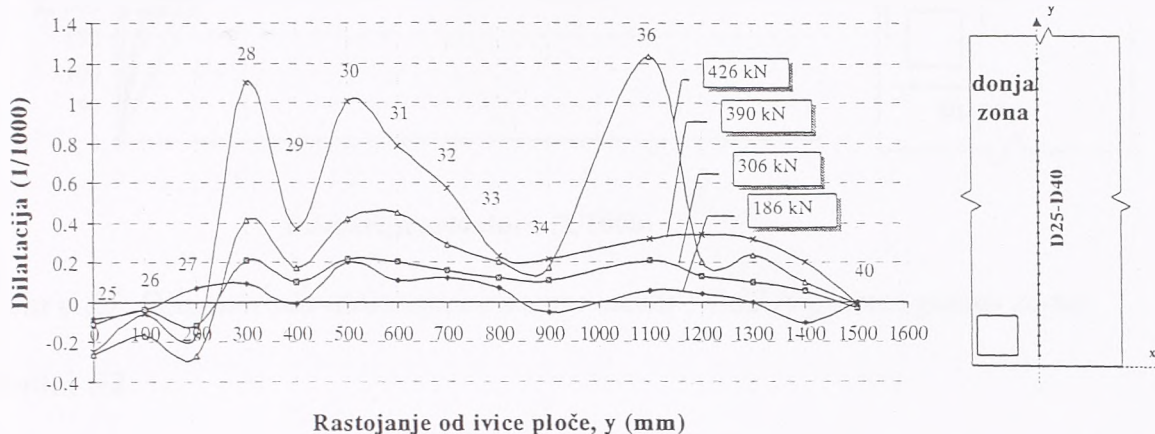


Slika 4.61 Dilatacije armature u y-pravcu, gornja zona, merna mesta 8-13



Slika 4.62 Dilatacije armature u y-pravcu, gornja zona, merna mesta 14-22

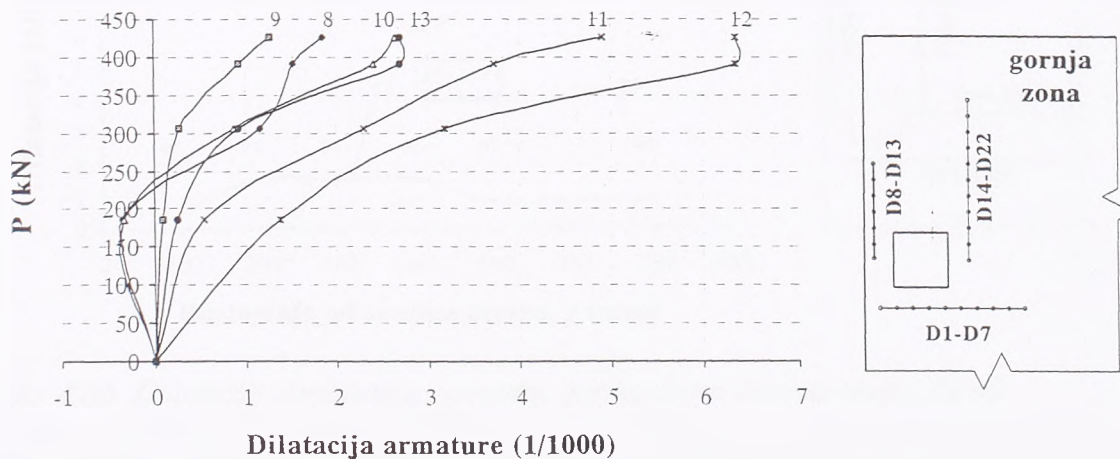
Sa dijagrama se jasno mogu uočiti preseki u kojima se pojavila prslina u betonu (velika dilatacija u čeliku). Takođe se vidi da su dilatacije armature u y-pravcu znatno veće od dilatacija armature u x-pravcu i da je u poslednjem merenom koraku opterećenja ova armatura zašla daleko u oblast tečenja (maksimalna dilatacija preko 6‰).



Slika 4.63 Dilatacije armature u x-pravcu, donja zona, merna mesta 25-40

Dilatacije armature u donjoj zoni su znatno manje od dilatacija u gornjoj zoni, ali se takođe jasno mogu uočiti preseki u kojima se pojavila prslina u betonu.

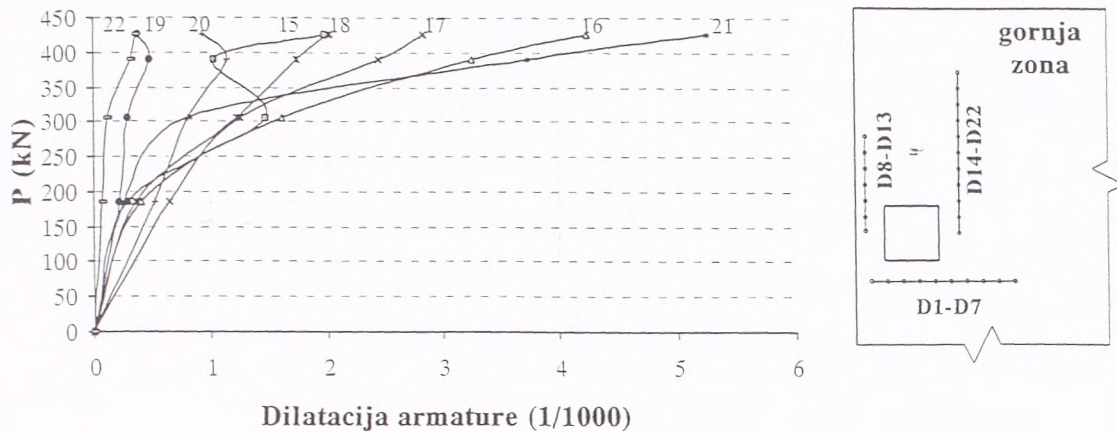
Kako se menja dilatacija u armaturi sa porastom opterećenja biće prikazano na sledećim dijagramima.



Slika 4.64 Dijagram sila-dilatacija u armaturi za merna mesta 8-13 (y-pravac, gornja zona)

Na pojedinim mernim mestima u poslednjem koraku opterećenja je mereno smanjenje dilatacije u armaturi (slike 4.64 i 4.65) što je verovatno posledica pogrešnog merenja, a ne smanjenja stvarnog nivoa napreznjenja u armaturi.

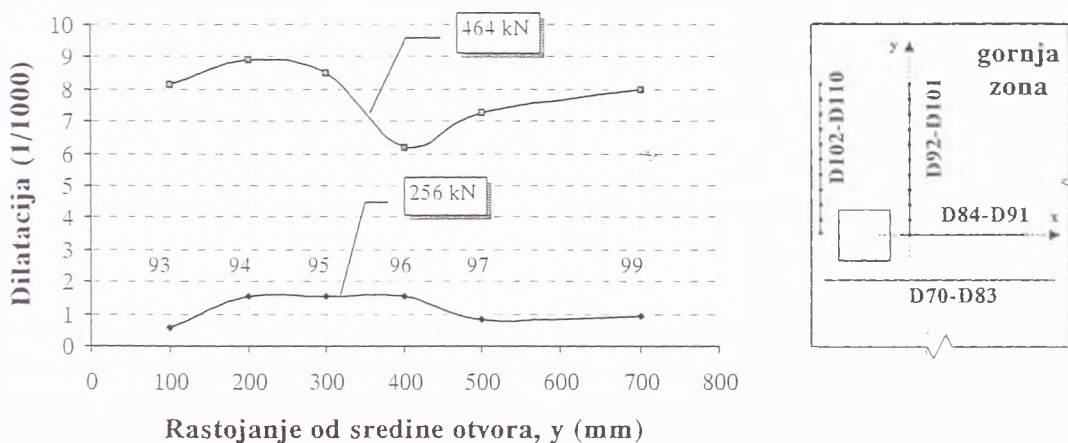
Međutim, uočljivo je izrazito nelinearno ponašanje koje počinje na relativno niskim dilatacijama čelika, tj. znatno pre dilatacije koja odgovara granici razvlačenja ovog čelika. Na mernim mestima gde se pojavila prslina u betonu i gde je velika dilatacija izraženo je tečenje armature.



Slika 4.65 Dijagram sila-dilatacija za merna mesta 14-22 (y-pravac, gornja zona)

Model S2

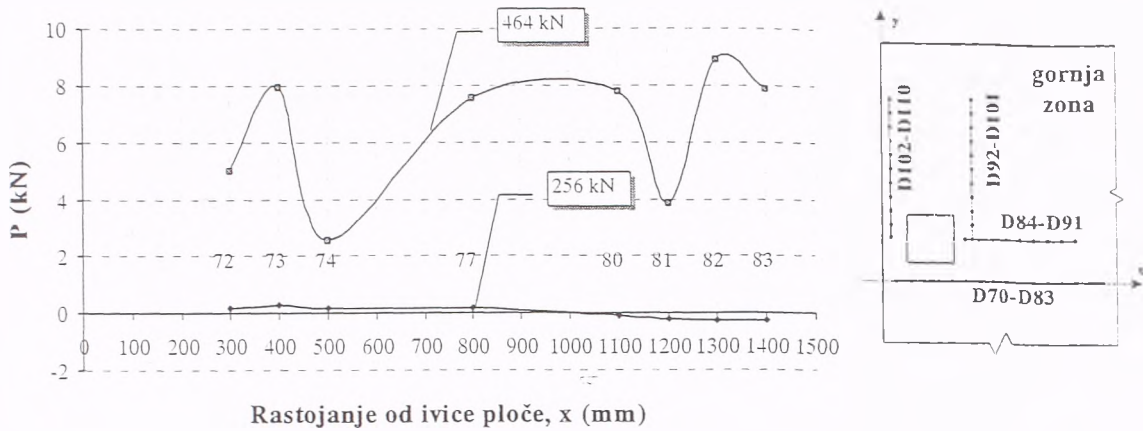
Na modelu S2 izvršen je manji broj merenja zbog problema sa instrumentom, kao što je već rečeno kod merenja dilatacija u betonu. Osim toga, dispozicija mernih mesta je nešto proširena u odnosu na model S1, prikazana na slici 3.27. Naime, merenja su izvršena samo u dva koraka opterećenja, pri čemu je poslednji bio pri sili od 464 kN, što je znatno ispod sile loma.



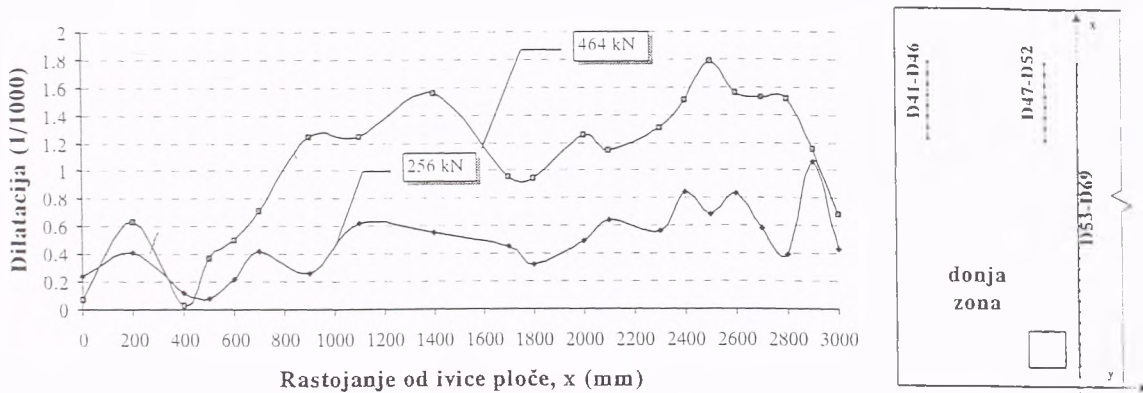
Slika 4.66 Dilatacije armature u y-pravcu, gornja zona, merna mesta 93-99

Na pojedinim mernim mestima nije bilo moguće izvršiti merenje, pa takva merna mesta nisu ubeležena na dijagramima (recimo, meno mesto 98 na slici 4.66). Međutim, i pored toga što određena merenja nedostaju, može se primetiti sledeće. Za razliku od modela S1, u modelu S2 dilatacije armature u gornjoj zoni ploče i u x-pravcu i u y-pravcu su visoke, i dostižu čak i 9% pri sili koja je manja od sile loma. Dilatacije armature u donjoj zoni ploče su znatno manje i iznose do 1.8 %, što je i realno, s obzirom na raspodelu momenata savijanja u modelu.

Takođe, na dijagramima se može uočiti i položaj prslina, bez obzira što pojedina merenja nedostaju. Model S2 je imao razvijenu sliku prslina, sa prslinama velike širine pri sili od 464 kN.

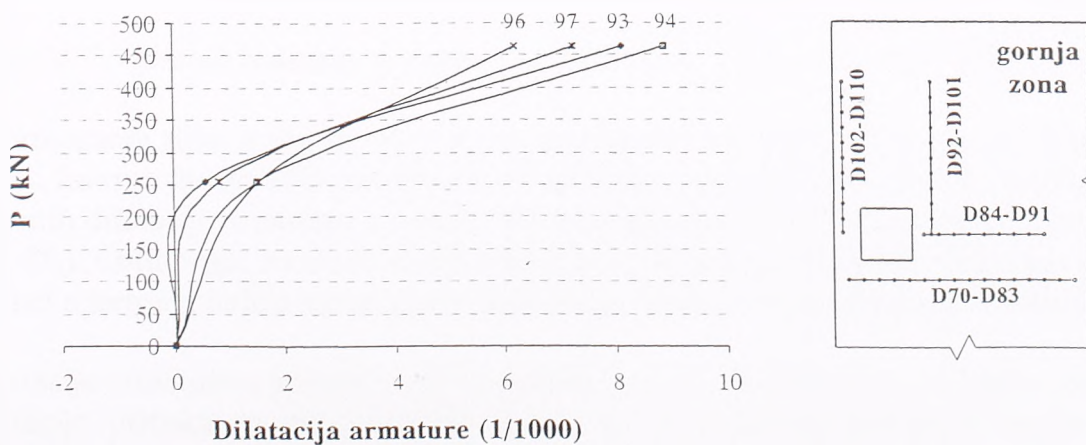


Slika 4.67 Dilatacije armature u x-pravcu, gornja zona, merna mesta 72-83

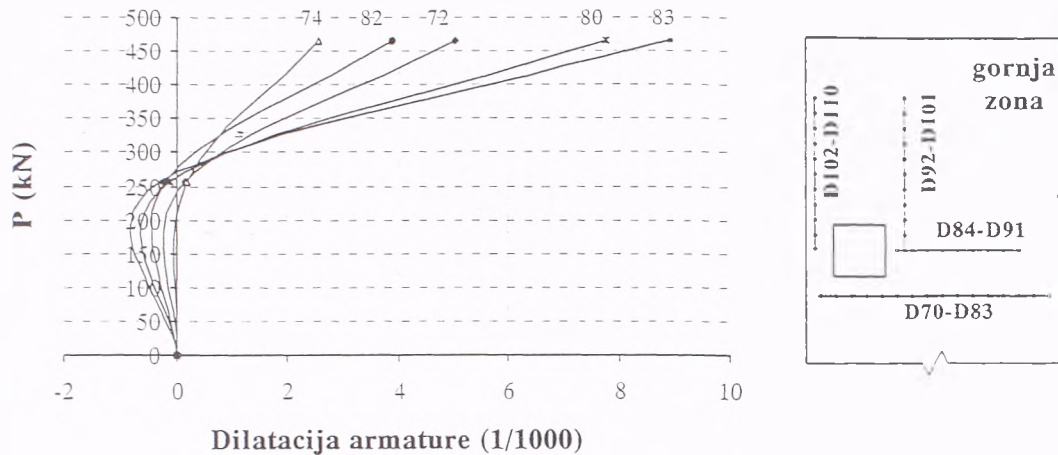


Slika 4.68 Dilatacije armature u x-pravcu, donja zona, merna mesta 53-69

Na dijagramima $P-\varepsilon$ armature, mada su merenja vršena samo na dva nivoa opterećenja, izraženo je tečenje armature u gornjoj zoni u oba pravca, pri sili od 464 kN (sila loma 536 kN), slike 4.69 i 4.70.



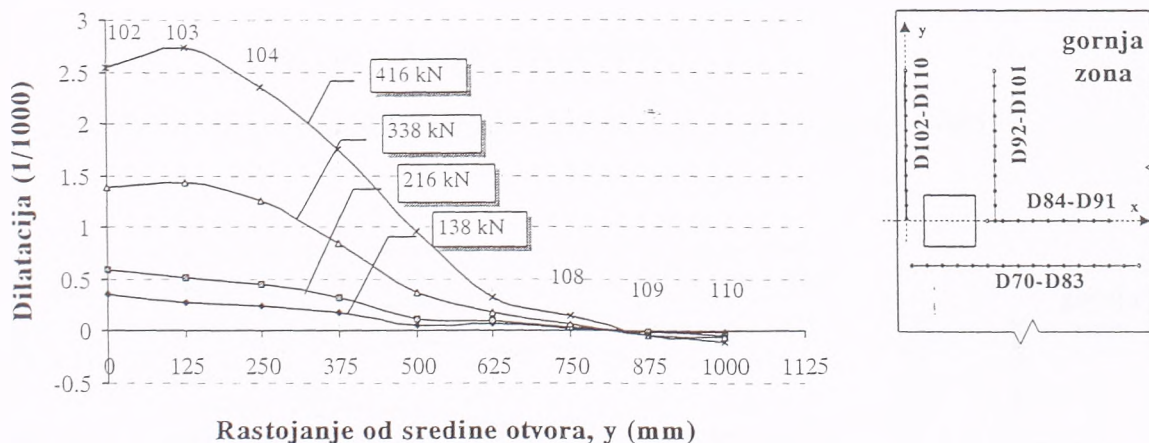
Slika 4.69 Dijagram sila-dilatacija za merna mesta 93-97 (y-pravac, gornja zona)



Slika 4.70 Dijagram sila-dilatacija u armaturi za merna mesta 72-83 (x-pravac, gornja zona)

Model S3

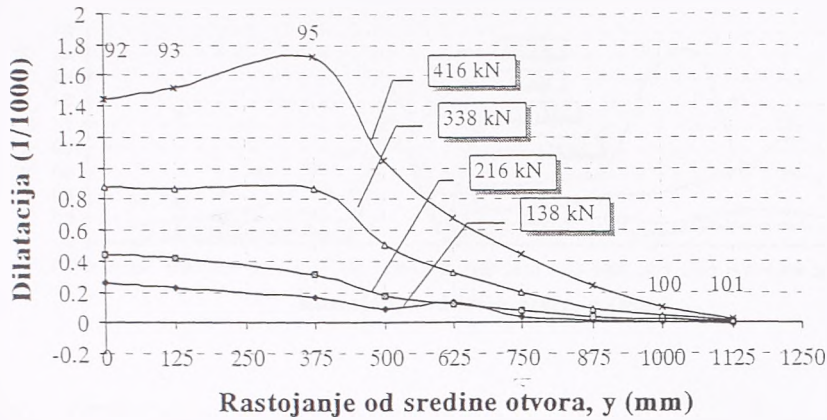
Na modelu S3 raspored mernih mesta je bio isti kao na modelu S2, ali su merenja vršena deformatrom Labiscon sa bazom 250 mm. Merenja su vršena u četiri koraka opterećenja, poslednji pri sili od 416 kN (sila loma 456 kN). Rezultati su prikazani na sledećim slikama, pri čemu je mernih mesta na kojima nije bilo moguće izvršiti merenje bilo vrlo malo i susedne vrednosti su spojene krivom linijom.



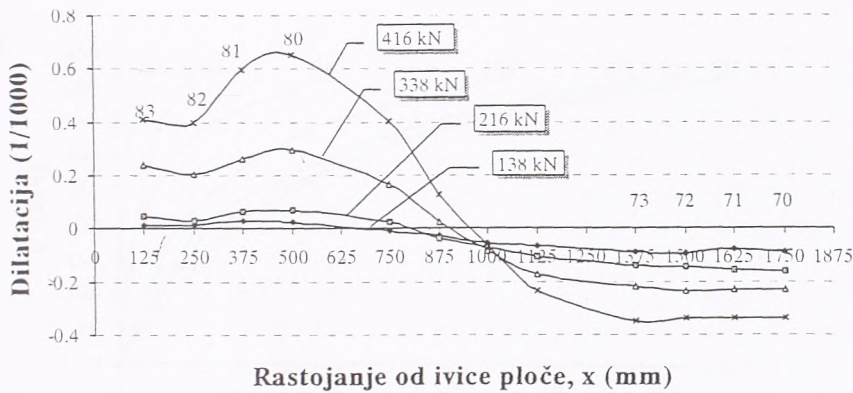
Slika 4.71 Dilatacije armature u y-pravcu, gornja zona, merna mesta 102-110

Sa prikazanih slika može se videti da je maksimalna merena dilatacija u armaturi manja od 3‰ (merno mesto 103), pri sili od 416 kN (sila loma 456 kN). Ovo je znatno manje od merenih dilatacija armature u modelu S2 (maksimalna oko 9‰) i modelu S1 (maksimalna oko 6‰). Osim toga, na ovim dijagramima se ne mogu uočiti mesta na kojima se pojavila prslina u betonu, naime nema mesta koja imaju izrazito veću dilataciju od ostalih.

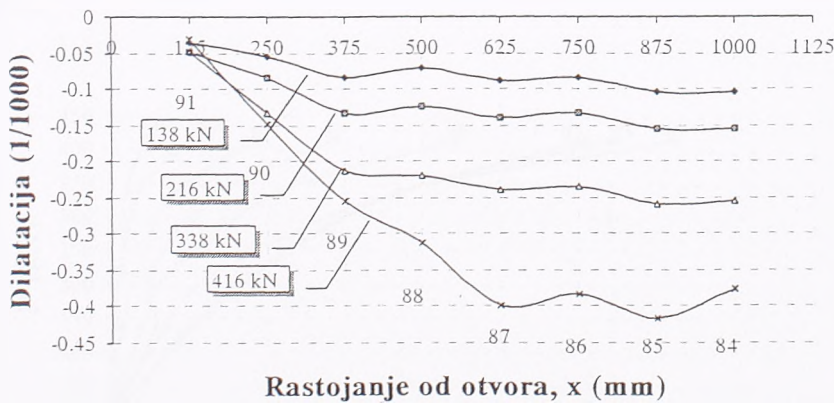
Dilatacije armature u gornjoj zoni u y-pravcu su veće od dilatacija u x-pravcu koje su čak i dilatacije pritiska na pojedinim mestima, što je posledica promene znaka momenta savijanja u x-pravcu koji u zoni oko otvora ima špičeve suprotnog znaka nego u polju.



Slika 4.72 Dilatacije armature u y-pravcu, gornja zona, merna mesta 92-101

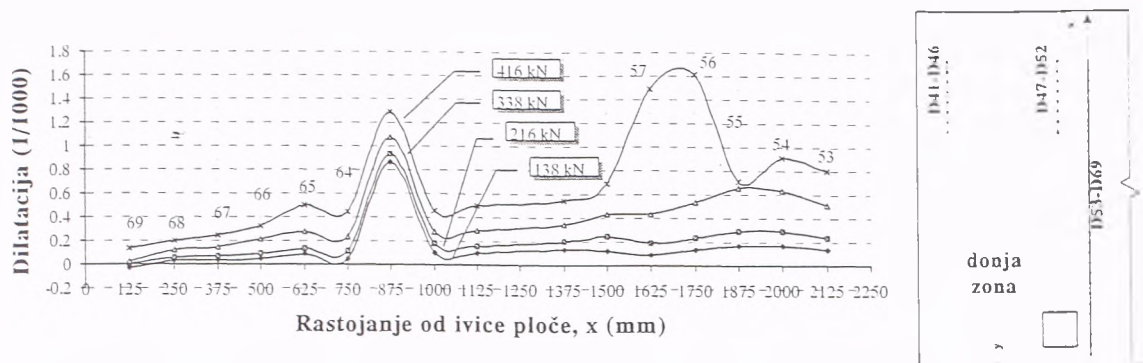


Slika 4.73 Dilatacije armature u x-pravcu, gornja zona, merna mesta 70-83



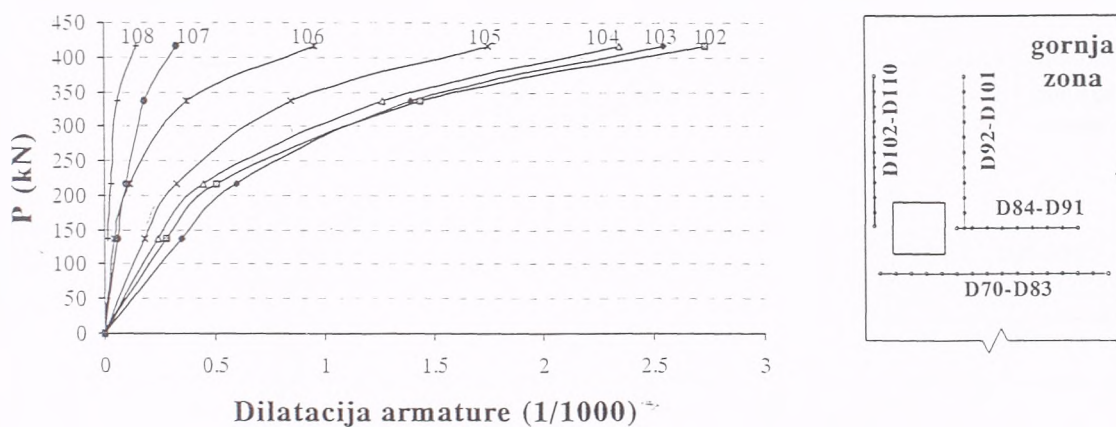
Slika 4.74 Dilatacije armature u x-pravcu, gornja zona, merna mesta 84-91

Dilatacije armature u donjoj zoni u x-pravcu su po veličini približno jednake dilatacijama u y-pravcu u gornjoj zoni i na ovom dijagramu se već mogu uočiti mesta prslina u betonu, slika 4.75.

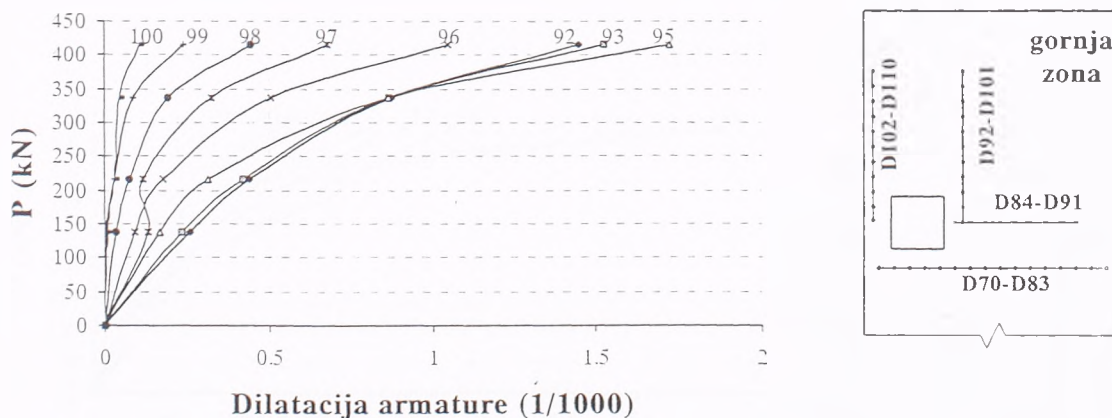


Slika 4.75 Dilatacije armature u x-pravcu, donja zona, merna mesta 53-69

Na sledećim slikama biće prikazani dijagrami zavisnosti dilatacije u armaturi od nivoa opterećenja, i to za sva merna mesta.

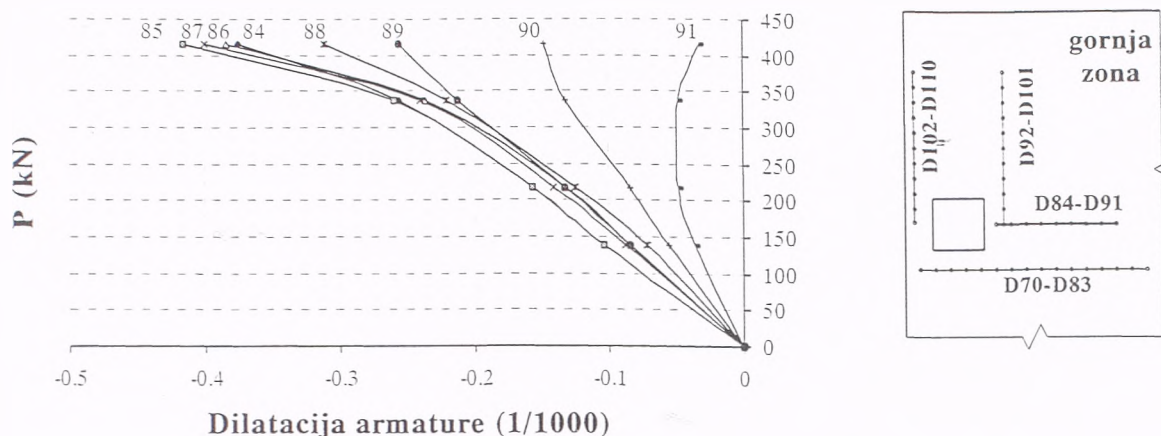


Slika 4.76 Dijagram sila-dilatacija u armaturi za merna mesta 102-110 (y-pravac, gornja zona)



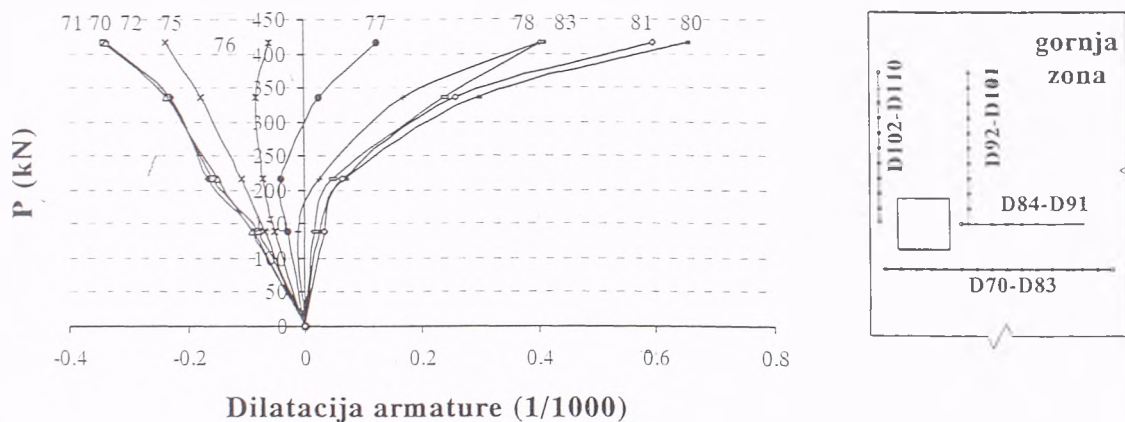
Slika 4.77 Dijagram sila-dilatacija u armaturi za merna mesta 92-101 (y-pravac, gornja zona)

Ako se za početak razvlačenja upotrebljene armature usvoji vrednost dilatacije od oko 2%, onda je jasno da vrlo mali deo ove armature teče, za razliku od modela S1 i S2.

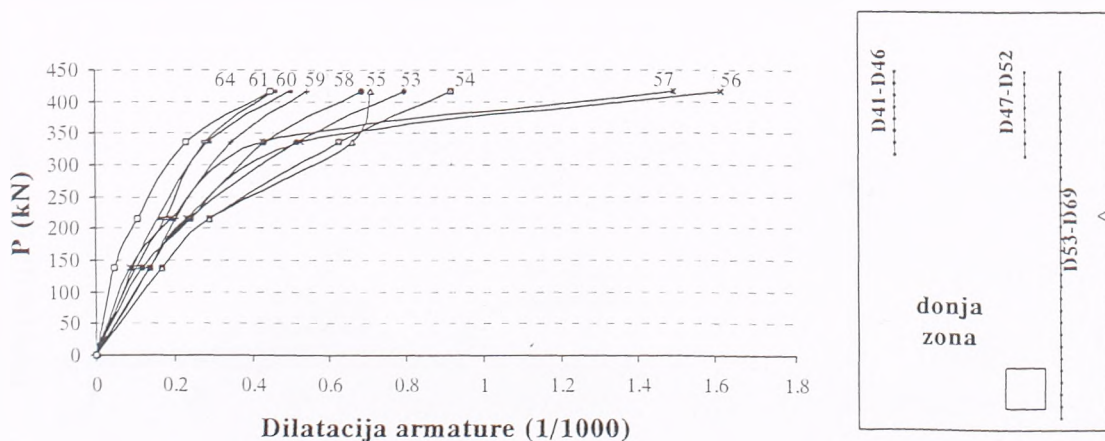


Slika 4.78 Dijagram sila-dilatacija u armaturi za merna mesta 84-91 (x-pravac, gornja zona)

Međutim, kao što se to moglo videti i kod modela S1 i S2, kriva P-dilatacija armature počinje da se zakrivljuje na znatno manjim dilatacijama od 2‰, tj već negde oko 0.5‰.



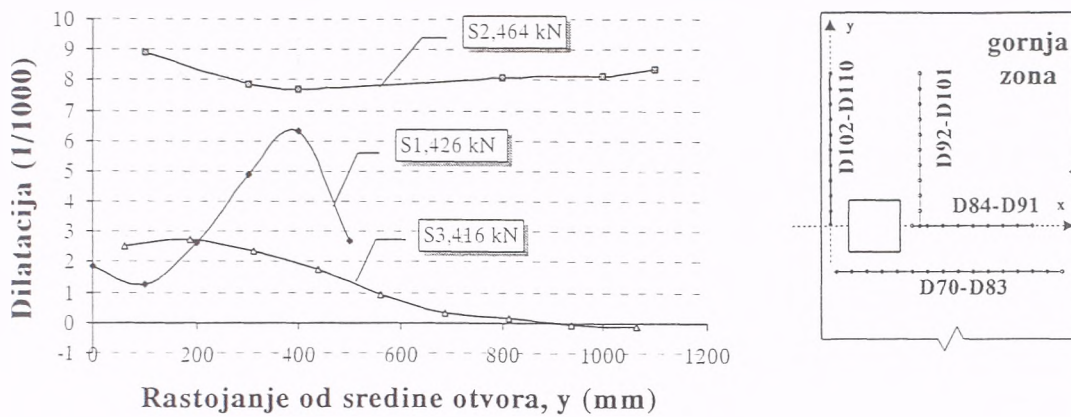
Slika 4.79 Dijagram sila-dilatacija u armaturi za merna mesta 70-83 (x-pravac, gornja zona)



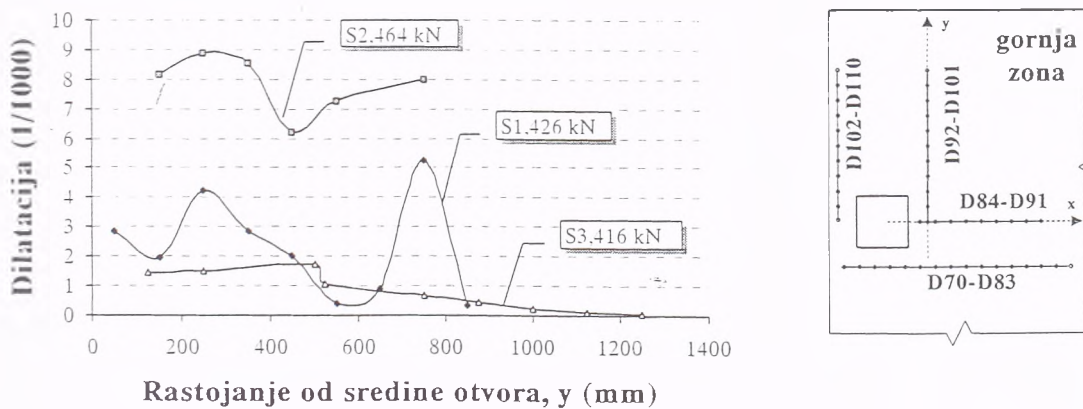
Slika 4.80 Dijagram sila-dilatacija u armaturi za merna mesta 53-69 (x-pravac, donja zona)

Na sledećim slikama biće prikazano poređenje između merenih dilatacija armature na izabranim mestima u modelima S1, S2 i S3.

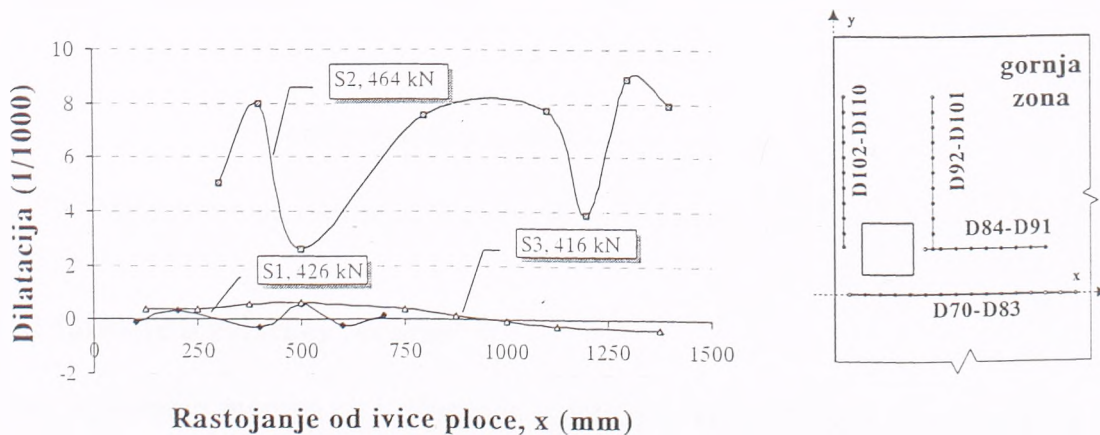
Na slikama 4.81 i 4.82 prikazane su merene dilatacije u armaturi u y-pravcu u gornjoj zoni ploče, na istom mestu u sva tri modela, a na slici 4.83 dilatacije u x-pravcu u gornjoj zoni ploče, takođe na istom mestu u sva tri modela.



Slika 4.81 Dilatacije armature u y-pravcu, gornja zona, merna mesta 102-110



Slika 4.82 Dilatacije armature u y-pravcu, gornja zona, merna mesta 92-101

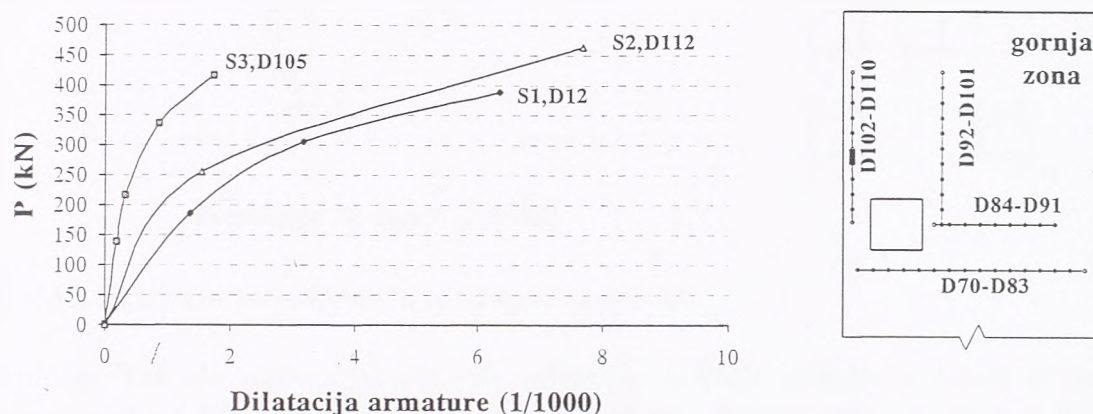


Slika 4.83 Dilatacije armature u x-pravcu, gornja zona, merna mesta 70-83

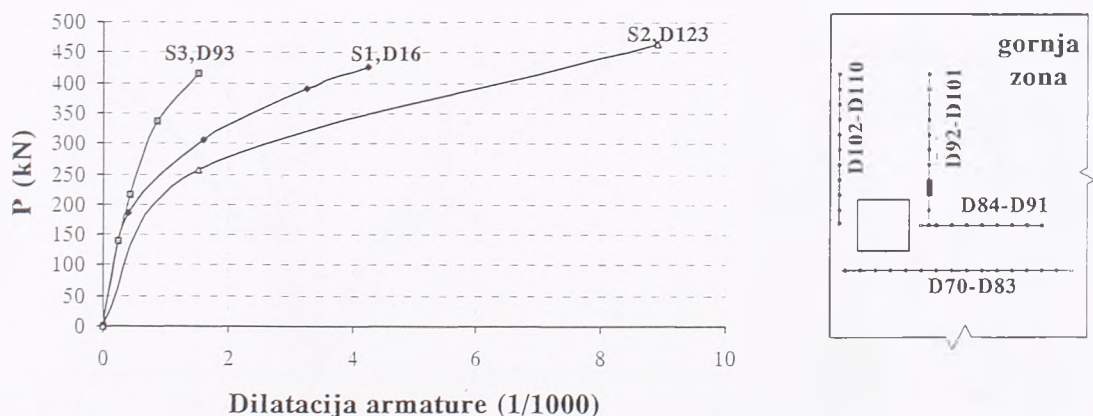
Očigledno je na svim slikama da su dilatacije armature u oba pravca u gornjoj zoni najveće u modelu S2, manje u modelu S1 i najmanje u modelu S3. Ovo je sasvim u skladu sa ponašanjem modela u toku ispitivanja, odnosno sa merenim ugibima i prslinama.

Na slikama 4.84 i 4.85 vidljiv je isti trend. Naime, na ovim slikama je prikazana zavisnost dilatacije armature od opterećenja na istom mestu u sva tri modela.

Dok je u modelima S1 i S2 armatura duboko zašla u oblast tečenja (naročito u modelu S2), dotle u modelu S3 ona je praktično tek na početku tečenja i to na izabranom mestu, a izabrano je mesto sa najvećom merenom dilatacijom. Najveći deo armature u modelu S3 nije ni počeo da teče u trenutku loma, dok je u modelu S2 upravo obrnuto-najveći deo armature oko otvora u gornjoj zoni ploče u trenutku loma je u oblasti tečenja.



Slika 4.84 Dijagram sila-dilatacija u armaturi za izabrano merno mesto-modeli S1, S2, S3



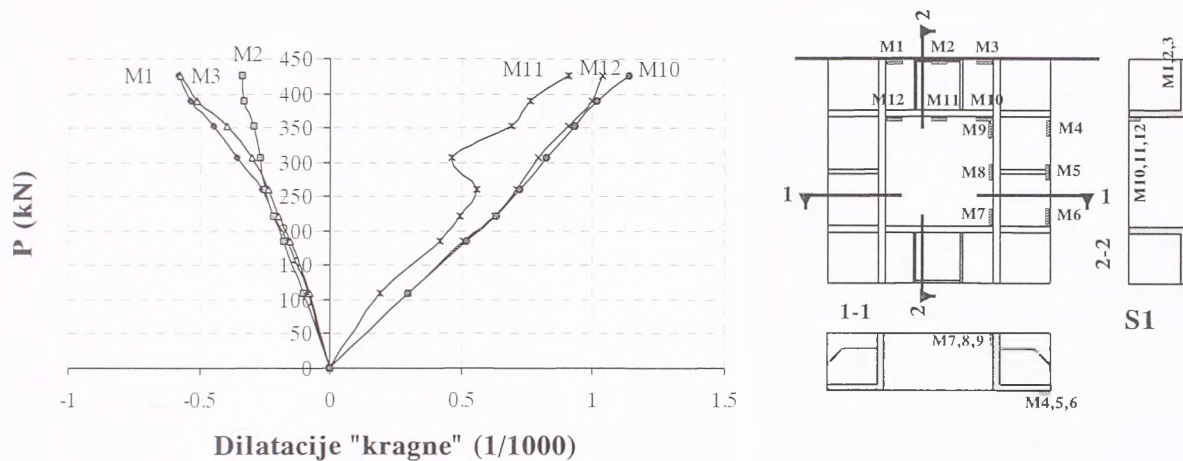
Slika 4.85 Dijagram sila-dilatacija u armaturi za izabrano merno mesto-modeli S1, S2, S3

4.5 Dilatacije u čeličnoj "kragni"

Tokom ispitivanja merene su i dilatacije u čeličnoj "kragni", koja je napravljena od čelika Č36, čija je granica razvlačenja oko 240 MPa. Raspored mernih mesta prikazan je na slici 3.28 za sva tri modela, a na sledećim slikama i rezultati. Dilatacije zatezanja su pozitivne, a dilatacije pritiska negativne.

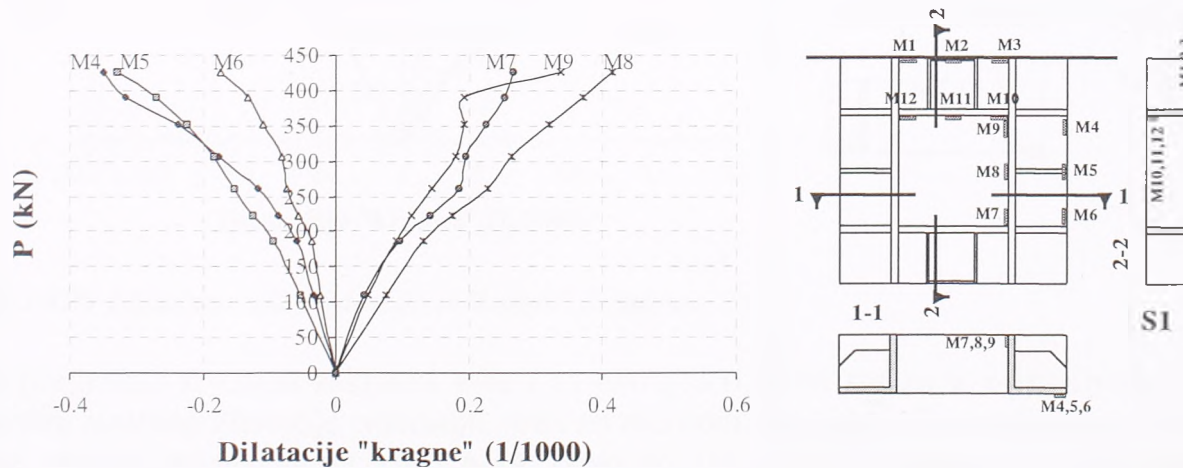
Model S1

Na slici 4.86 prikazana je zavisnost dilatacija u delu "kragne" uz slobodnu ivicu ploče u y-pravcu od opterećenja. Dilatacije na donjoj flanši su pritisak (donja površina ploče), a u gornjem ivičnom vlaknu rebra (gornja površina ploče) zatezanje. Dilatacije zatezanja na mernim mestima M12 i M10 su oko dilatacije koja odgovara granici razvlačenja ovog čelika (preko 1 ‰), što znači da je čelik na granici tečenja pri opterećenju koje još nije



Slika 4.86 Dijagram sila-dilatacija u "kragni", y-pravac

lom ploče. Takođe treba primetiti da dilatacije ivičnih vlakana u istom preseku nisu brojno jednake (M1 i M12, M2 i M11, M3 i M10) i da su zatezanja uvek veća, ali se iz ovoga ne može ništa zaključiti o postojanju normalne sile jer je presek nesimetričan. Na slici 4.87 prikazan je isti dijagram ali za merna mesta u delu "kragne" u x-pravcu.

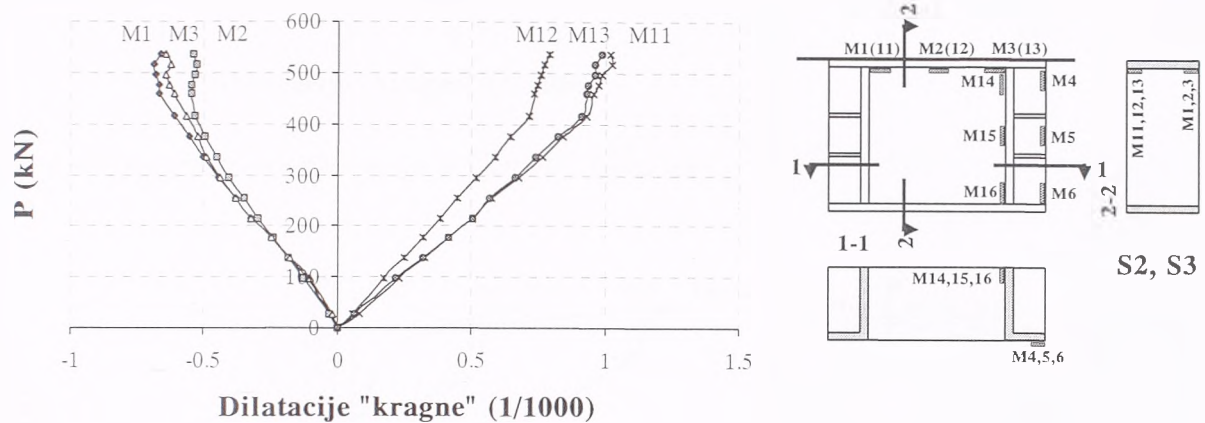


Slika 4.87 Dijagram sila-dilatacija u "kragni", x-pravac

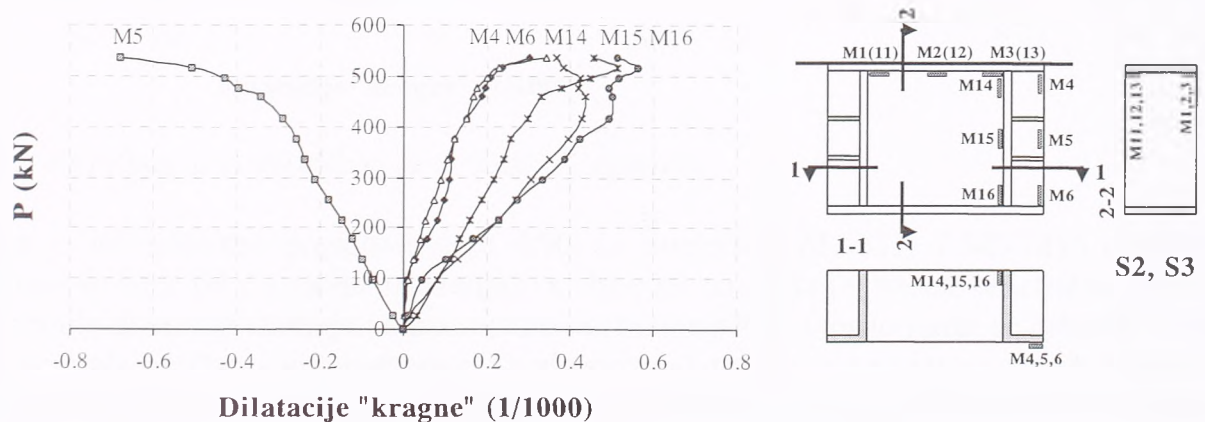
Može se primetiti da su ove dilatacije, i u gornjem, i u donjem ivičnom vlaknu ugaonika, znatno manje nego dilatacije u y-pravcu i da nigde ne dolazi do tečenja čelika. Ovo je posledica veće deformacije ploče, a samim tim i većih momenata savijanja u y-pravcu nego u x-pravcu, jer bez obzira na koji način i pod kojim pretpostavkama se računa raspodela uticaja između čelika i betona, "kragna" mora da prati deformacije betona, pa iz toga proizilaze i dilatacije čelika.

Model S2

Na isti način, samo sa nešto drugačijim oznakama mernih mesta, izvršena su merenja dilatacija čelika "kragne" i u modelu S2. Ovde je kragna bila ista po obliku, samo manjih dimenzija u osnovi. Na slikama je prikazan oblik kragne u modelu S3, jer su raspored i oznake mernih mesta u modelima S2 i S3 bili isti, osim što se merma mesta M1, M2 i M3 nalaze na donjoj flanši ugaonika u y-pravcu. Rezultati su prikazani na slikama 4.88 i 4.89.



Slika 4.88 Dijagram sila-dilatacija u "kragni", y-pravac

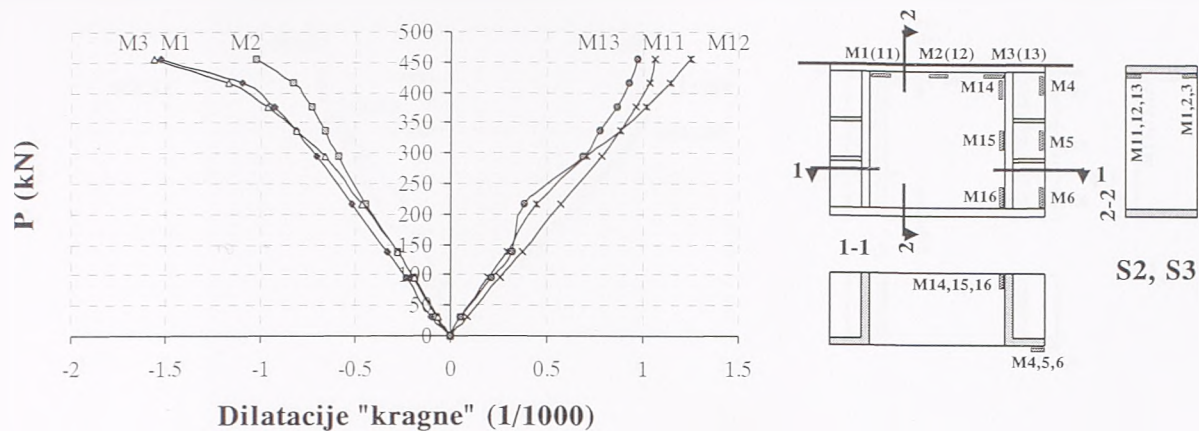


Slika 4.89 Dijagram sila-dilatacija u "kragni", x-pravac

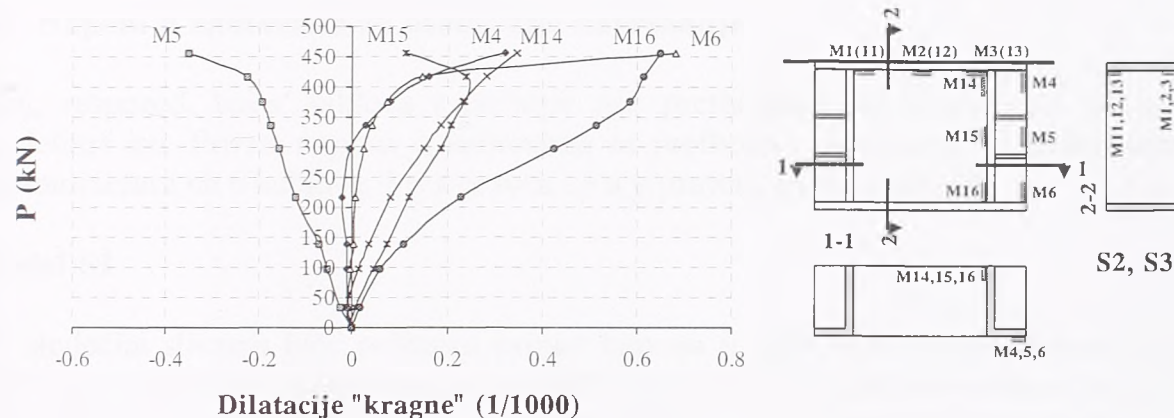
Svi prethodno izvedeni zaključci važe i za ovu ploču, osim što su u x-pravcu na svim mernim mestima dilatacije zatezanja, osim na mernom mestu M5. To znači da su preseči koje opasuju merna mesta M4 i M14, odnosno M6 i M16, zategnuti na celoj visini. Dilatacije po brojnoj vrednosti su slične onima koje su merene u modelu S2, odnosno u y-pravcu čelik je na početku tečenja u trenutku loma ploče.

Model S3

U modelu S3 se kragna razlikovala od modela S1 i S2 po tome što je u y-pravcu imala umesto ugaonika samo vertikalno rebro, čime su i njene dimenzije u osnovi znatno smanjene. Rezultati merenja su prikazani na slikama 4.90 i 4.91.



Slika 4.90 Dijagram sila-dilatacija u "kragni", y-pravac

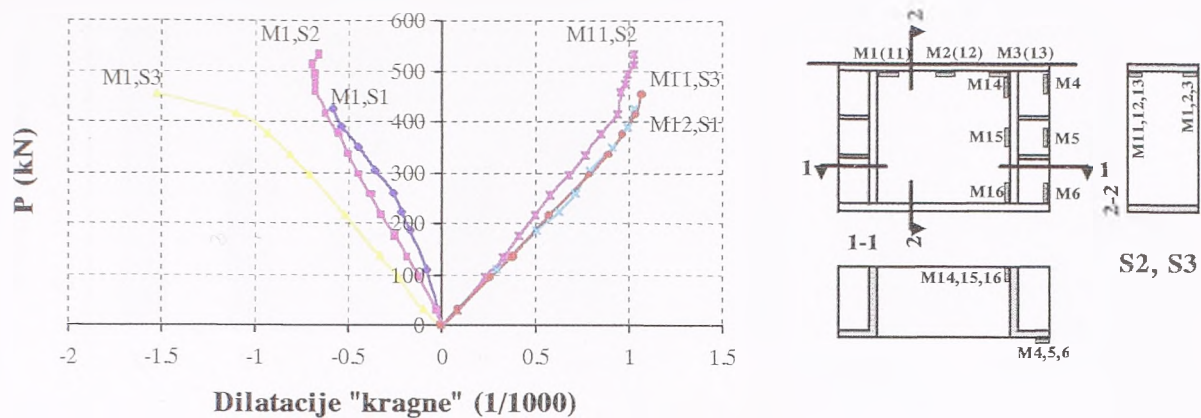


Slika 4.91 Dijagram sila-dilatacija u "kragni", x-pravac

Sada je interesantno pogledati sliku 4.90. U presecima M1-M11 i M3-M13 dilatacije pritiska su veće od dilatacija zatezanja, i s obzirom na to da je presek simetričan, ovakva raspodela dilatacija ukazuje na postojanje normalne sile, odnosno može se odrediti koliki je uticaj sile prethodnog naprezanja. Ovaj zaključak međutim ne važi za presek M2-M12, gde su obe ivične dilatacije približno jednake a suprotnog znaka. Takođe treba primetiti da su ovde merene dilatacije i do 1.5 ‰ i da dijagram počinje da se zakrivljuje, tj. u trenutku loma ovaj čelik teče.

Dilatacije čelika u x-pravcu su ponovo i u gornjem i u donjem ivičnom vlaknu dilatacije zatezanja, osim preseka M5-M15, što je inače mesto delovanja sile, i po brojnoj vrednosti su znatno manje nego dilatacije u y-pravcu.

Na sl. 4.92 prikazane su dilatacije u x-pravcu čelika "kragne" za sva tri modela. Na istom nivou opterećenja najveće su dilatacije čelika u modelu S3, što je i logično jer je ova kragna bila najmanja. Međutim, čak ni u ovom slučaju koji predstavlja apsolutno minimalne dimenzije "kragne" (iz tehnoloških razloga), čelik tek počinje da teče u trenutku loma ploče i to samo u y-pravcu. Pošto su uticaji u y-pravcu veći, bar u ovakvoj vezi stuba i ploče bez monolitizacije, logično je onda okrenuti kragnu za 90°, tako da ugaonici budu u y-pravcu, a samo rebra u x-pravcu.



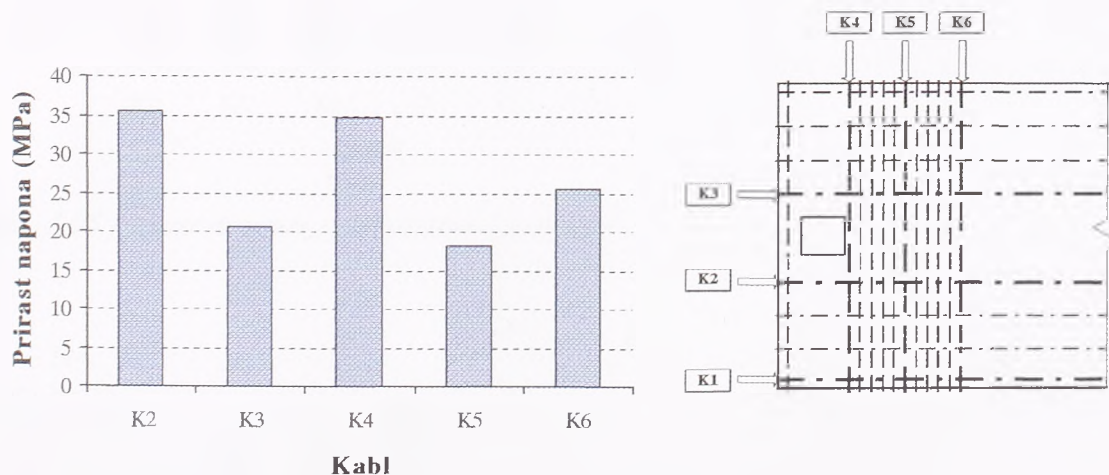
Slika 4.92 Dijagram sila-dilatacija u "kragni", y-pravac, sva tri modela

4.6 Naponi u kablovima za prethodno naprezanje

Broj, raspored, trasa kablova i početna sila prethodnog naprezanja bili su u svim modelima isti. Prirast napona u kablovima za prethodno naprezanje je meren pomoću dinamometara na 6 kablova, 3 u x-pravcu i 3 u y-pravcu, prema slici 3.20.

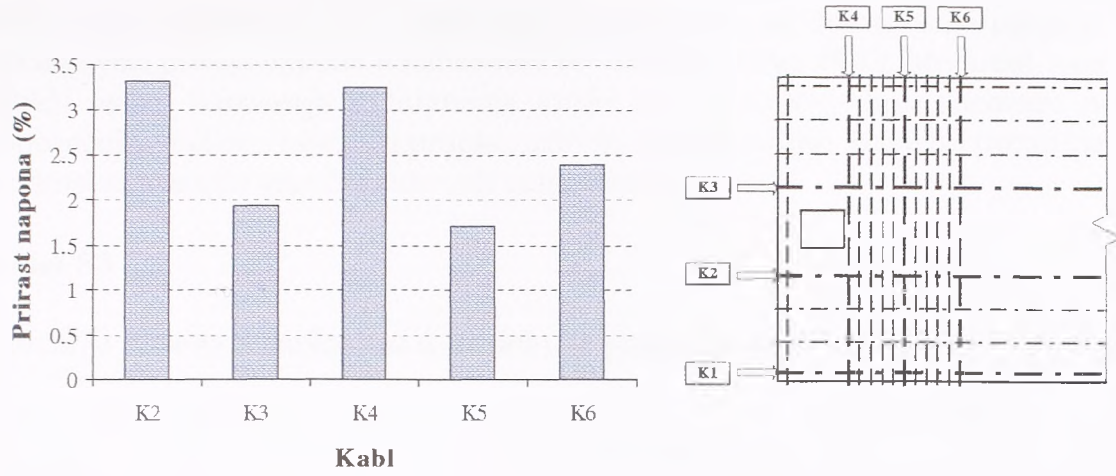
Model S1

Na sledećim slikama biće prikazan prirast napona u kablovima u poslednjem merenju pred lom modela, kao apsolutan iznos u MPa i procentualno izražen u odnosu na početnu silu prethodnog naprezanja, koja je u svim modelima iznosila oko 100 kN po kablovima.



Slika 4.93 Prirast napona u kablovima pred lom

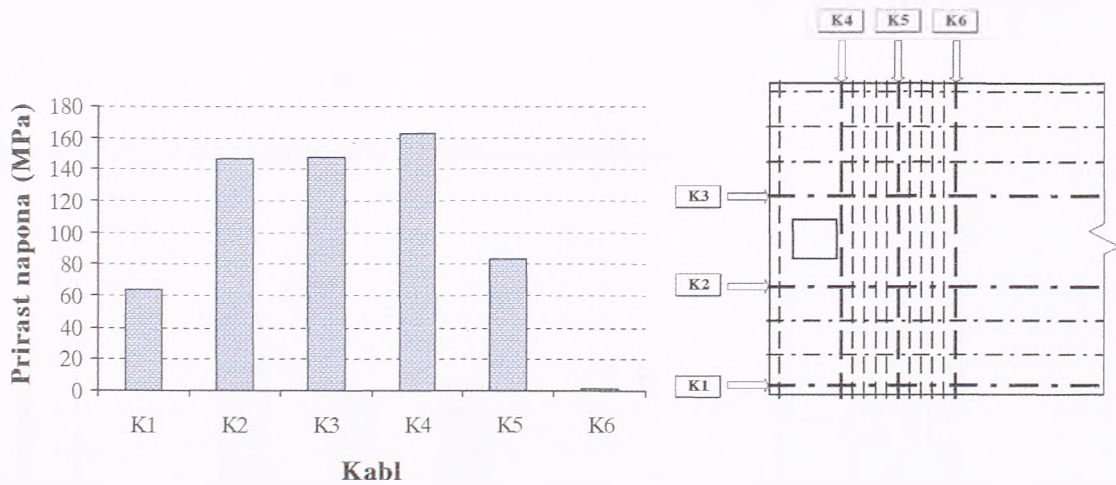
Merenje u kablovima K1 nije prikazano jer je u toj zoni došlo do lokalnog loma iznad zatege. Na slici 4.94 prikazan je prirast napona u kablovima u procentima u odnosu na početnu silu prethodnog naprezanja, odnosno početni napon. Kao što se može videti, maksimalni prirast napona u kablovima K2 manji je od 3.5 % što je daleko manje od onoga što preporučuje većina propisa. Takođe, bilo bi logično da je povećanje napona najveće u kablovima koji su najbliži otvoru za stub, odnosno mestu delovanja opterećenja, ali se to ne može zaključiti sa slikom 4.93 i 4.94.



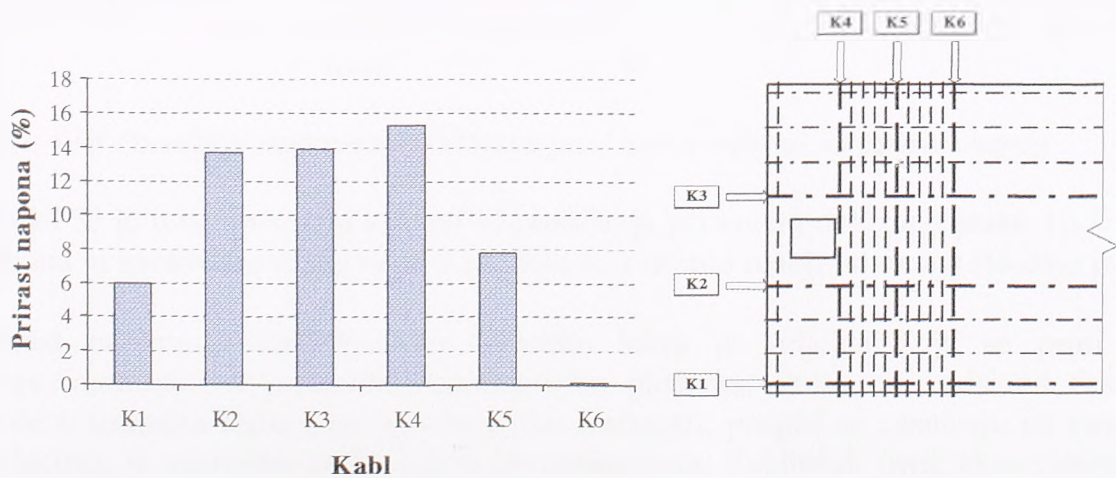
Slika 4.94 Prirast napona u kablovima pred lom u odnosu na početni napon

Model S2

U modelu S2 mereni prirast napona bio je znatno veći nego u modelu S1, slika 4.95 i slika 4.96.



Slika 4.95 Prirast napona u kablovima pred lom

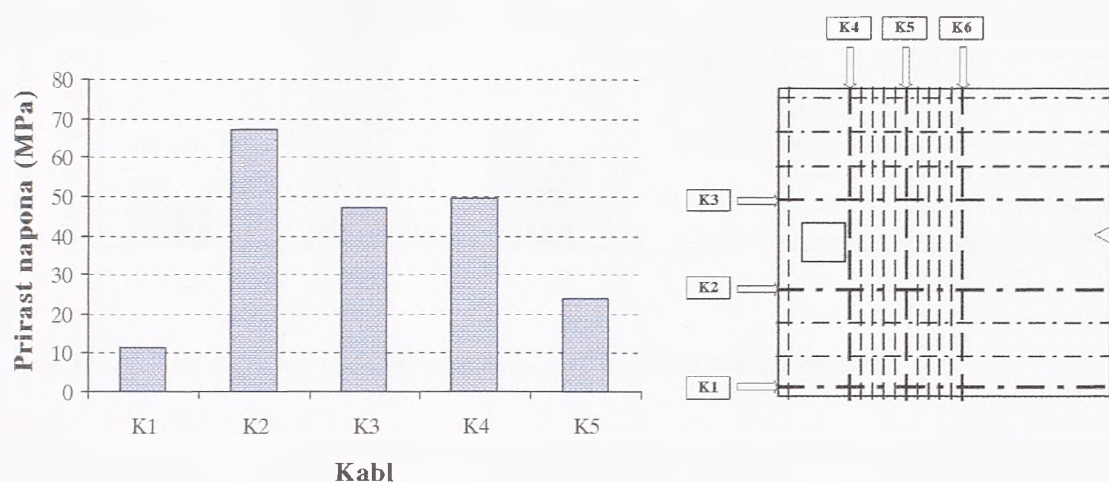


Slika 4.96 Prirast napona u kablovima pred lom u odnosu na početni napon

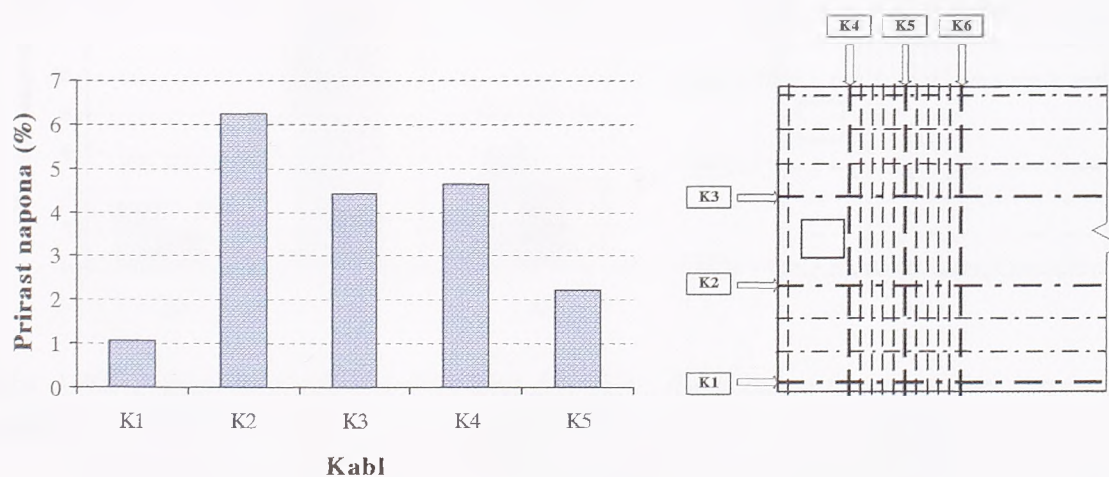
Deformacija modela S2 pred lom bila je znatno veća od deformacije modela S1, pa je logičan i veći prirast napona u kablovima (maksimalno oko 16%). Međutim, samo kablovi najbliži mestu nanošenja opterećenja imaju prirast napona koji odgovara onome što preporučuju, recimo Američki propisi, iako su modeli znatno manji od prototipa i u njima bi prirast napona trebao da bude veći nego u realnoj ploči.

Model S3

Povećanje napona u kablovima u modelu S3 prikazano je na slikama 4.97 i 4.98.



Slika 4.97 Povećanje napona u kablovima pred lom



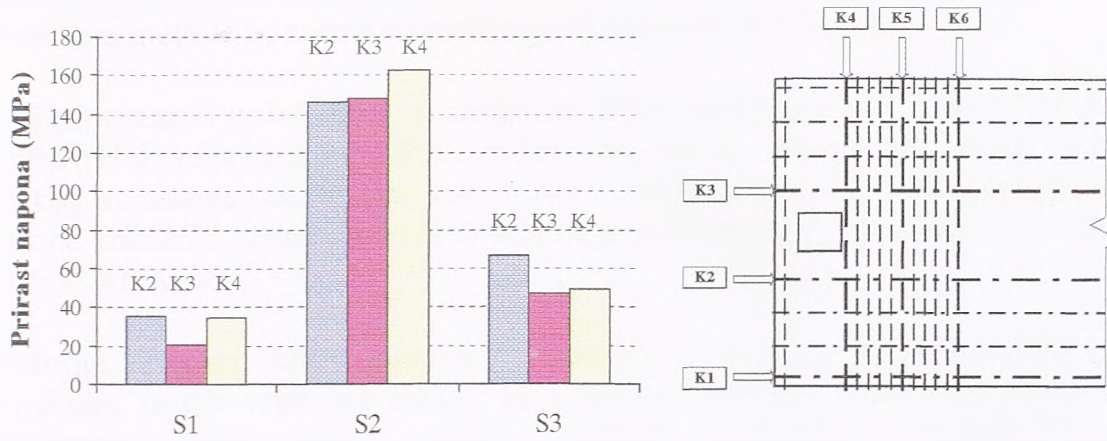
Slika 4.98 Povećanje napona u kablovima pred lom u odnosu na početni napon

Model S3 je imao primarni lom usled probijanja pri malim deformacijama, pa je i prirast napona u kablovima manji nego u modelu S2 i znatno manji od onoga što daju propisi.

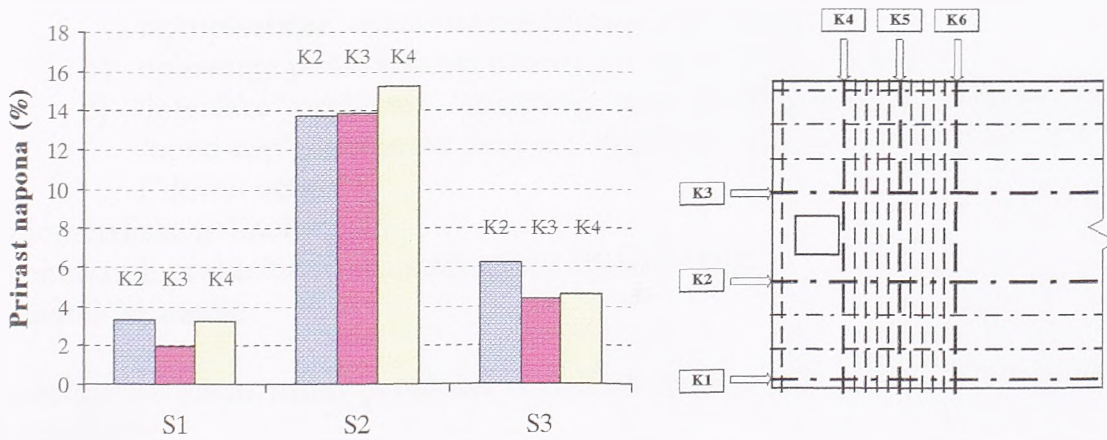
Prirast napona u kablovima u trenutku loma je veličina koja se prati u svim eksperimentima na prethodno napregnutim pločama. Pošto on zavisi od deformacije ploče u trenutku loma koju je vrlo teško sračunati, propisi se zasnivaju na empirijskim podacima, tj. merenim podacima iz eksperimenata. Zaključak ovog eksperimenta, a do ovakvih zaključaka su došli i drugi autori, da je prirast napona u kablovima u lomu znatno manji od onoga što preporučuju propisi. Zato bi trebalo voditi računa o tome da se, naročito u pločama u kojima postoji opasnost od primarnog loma usled probijanja, ne

može računati sa povećanjem napona u kablovima kakav daju propisi pri proveri graničnog stanja nosivosti. Praktično, najveći napon u kablovima je u trenutku utezanja.

Na sledećim slikama prikazano je poređenje merenih prirasta napona u kablovima K2, K3 i K4 za sva tri modela.



Slika 4.99 Prirast napona u kablovima K2, K3 i K4 za sva tri modela



Slika 4.100 Prirast napona u kablovima K2, K3 i K4 u odnosu na početni napon za sva tri modela

5 NELINEARNA NUMERIČKA ANALIZA

5.1 DIANA - mogućnosti, primena

Nelinearna numerička analiza sprovedena je korišćenjem programa za nelinearnu analizu primenom metode konačnih elemenata pod nazivom DIANA /38/.

Ovaj programski paket, koji se razvija na TNO Building and Construction Research u Delftu (Holandija) još od 1972. godine, ima opštu namenu: ispitivanje mehaničkog i fizičkog ponašanja raznih vrsta konstrukcija u raznim tehničkim disciplinama, primenom metode konačnih elemenata, zasnovane na metodi deformacija (DIANA=DISplacement method ANALyser).

Međutim, i pored opšte namene, u DIANI su razvijeni modeli kojima se opisuje ponašanje raznih vrsta materijala, pa i betona, odnosno armiranog betona. Tako je, primenom DIANE, moguće rešavati probleme nelinearnog ponašanja koji pripadaju oblastima:

- fizičke nelinearnosti:
 - a) razni plastični modeli, nelinearno elastični (hipo i hiper elastičnost), viskoplastični, viskoelastični (tečenje i skupljanje);
 - b) opisivanje ponašanja pri zatezanju - razni modeli prslina;
 - c) "interface" problemi - opisivanje veze između betona i armature (prijanjanje: "bond-slip"), diskretne prsline ("aggregate interlock"), dejstvo "trna" u armaturi ("dowel action");
- geometrijske nelinearnosti;
- kontaktnih problema (neKonzervativno opterećenje);
- dinamičke analize.

Ovde su navedeni samo problemi vezani za nelinearno ponašanje armiranobetonskih konstrukcija.

5.1.1 DIANA - primena u betonu

Beton. Od konstitutivnih modela za opisivanje nelinearnog ponašanja betona koji pripadaju teoriji plastičnosti u DIANI /39/ su na raspolaganju:

- Mohr-Coulomb-ov uslov plastičnosti;
- Drucker-Prager-ov uslov plastičnosti;
- Tsai-Hill i Hofmann-ov uslov plastičnosti (ortotropna plastičnost).

Svaki od ovih modela moguće je koristiti u formulaciji asocijativnog ili neasocijativnog zakona tečenja i naravno, uz primenu određenog zakona ojačanja ("hardening").

Pored plastičnih modela, za opisivanje ponašanja betona na raspolaganju je i jedan model koji pripada grupi hipo-elastičnih modela, i koji se naziva model "ukupne" deformacije (dilatacije). Ovaj model betona se zasniva na radu Vecchio-a i Collins-a /40/, i interesantan je jer se samo u okviru njega može primeniti koncept "rotirajućih" prslina u Diani (inače se koristi koncept "fiksni" prslina).

Čelik. Za opisivanje ponašanja čelika armature stoje na raspolaganju Tresca-in i Von Mises-ov uslov tečenja, koji se i inače najviše koriste za čelik.

Armatura. Armatura i kablovi za prethodno naprezanje mogu da se modeliraju na dva načina:

- zasebnim konačnim elementima u kombinaciji sa "interface" elementima za opisivanje prijanjanja između betona i armature (linearne, multilinearne i nelinearne veze prijanjanje-klizanje), ili kao
- ugrađena armatura u element "majku", i to kao šipke u 1D, 2D i 3D elementima, i kao roštilj u 2D i 3D elementima, prav ili zakrivljen.

Mogu se, takođe, modelirati i kablovi koji nemaju prijanjanje sa betonom, tzv. "unbonded" kablovi za prethodno naprezanje.

Prsline. Za modeliranje prslina u betonu na raspolaganju su dva uobičajena koncepta:

- "razmazane" prsline, u okviru koga se mogu koristiti razni kriterijumi:
 - a) "tension cut-off" uslovi;
 - b) razni "tensile softening" dijagrami (veza $\sigma - \varepsilon$ u prslini)-linearni, multilinearni i nelinearni;
 - c) fiksne i rotirajuće prsline;
 - d) formiranje prsline pod proizvoljnim uglom u odnosu na postojeću;
 - e) "shear retention" modeli, konstantni ili zavisni od širine prslina;
 - f) rasterećenje, zatvaranje i ponovno otvaranje prslina.
- diskretne prsline, u okviru koga se takođe mogu koristiti razne opcije:
 - a) razni "tensile softening" dijagrami (veza $\sigma - \varepsilon$ u prslini)-linearni, multilinearni i nelinearni;
 - b) "crack dilatancy" modeli;
 - c) rasterećenje-opterećenje modeli (ciklično opterećenje).

Konačni elementi. DIANA ima veliki izbor konačnih elemenata, tako da se za svaki problem može izabrati odgovarajući. Tako, na raspolaganju su sledeće vrste elemenata:

- "truss" elementi
- "beam" elementi
- elementi za ravno stanje napona
- elementi za ravno stanje deformacija
- osnosimetrični elementi
- 3D (solid) elementi
- "interface" elementi
- "spring" elementi

Svaka od navedenih grupa sadrži veliki broj različitih vrsta konačnih elemenata /41/.

Numeričko rešavanje. Za rešavanje sistema jednačina ravnoteže u DIANI postoji direktan postupak i iterativni postupci. Inkrementalno-iterativni postupci se koriste za rešavanje nelinearnih problema i na raspolaganju su:

- regularni Newton-Raphson-ov metod;
- modifikovani Newton-Raphson-ov metod;
- Quasi-Newton-ov metod (Broyden, Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno, Crisfield);
- metod linearne i konstantne krutosti.

Za kontrolu iterativnog postupka može se koristiti nekoliko metoda: kontrola opterećenja i pomeranja, kontrola pomoću "dužine luka" ili metod adaptiranja

opterećenja. Takođe, postoje kriterijumi konvergencije po silama, po pomeranju ili po energiji. Problemi neasocijativne plastičnosti rešavaju se uz pomoć nesimetričnog "solver"-a.

5.2 Teorijska osnova

5.2.1 Fizička nelinearnost: elasto-plastični modeli

Osnovna razlika između elastičnog i plastičnog ponašanja materijala je u tome da materijali koji imaju plastično ponašanje imaju trajne, nepovratne deformacije koje nisu karakteristične za elastične materijale. Iako se pojava trajnih, plastičnih deformacija može povezati sa nekim procesima unutar strukture materijala, kao što je klizanje kristala u metalima, u širem smislu matematička formulacija teorije plastičnosti može se primeniti na sve materijale koji imaju plastične deformacije, kao što je, recimo, beton.

Osnovna pretpostavka koja se čini je da se ukupna dilatacija može prikazati kao zbir elastične i nepovratne, plastične dilatacije (pod uslovom malih deformacija):

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (5.1)$$

Korišćenjem uobičajenog pristupa klasične teorije plastičnosti, ukupni napon σ u određenom trenutku vremena t može se izraziti ne samo kao funkcija totalne dilatacije ε u trenutku vremena t , već i kao funkcija istorije napona i dilatacija.

Pretpostavke. Istorija napona i deformacija materijala obično se uzima u obzir implicitno uvođenjem **unutrašnjeg parametra** k , za koga se propisuje određeni zakon razvoja. Ponašanje elasto-plastičnog materijala se opisuje pod sledećim pretpostavkama:

- *Veza napon-dilatacija za elastičan materijal* koja opisuje odnos između ukupnog napona i elastične dilatacije, glasi:

$$\sigma = D\varepsilon_e \quad (5.2)$$

gde je D matrica krutosti materijala.

- *Uslov tečenja*, koji određuje pri kom stanju napona počinje plastično tečenje. Uslov tečenja se može izraziti kao funkcija vektora napona i unutrašnjeg parametra k :

$$f(\sigma, k) = 0 \quad (5.3)$$

Ukoliko je vrednost funkcije tečenja manja od nule, pretpostavlja se da je stanje napona elastično i da nema plastičnog tečenja. Stanje pri kome funkcija tečenja postaje veća od nule nije dopustivo.

- *Zakon tečenja*, koji određuje vezu između stanja napona i "brzine" vektora plastičnih dilatacija. Brzina vektora plastičnih dilatacija je data kao:

$$\dot{\varepsilon}_p = \sum_{j=1}^n \dot{\lambda}_j \frac{\partial g_j}{\partial \sigma} \quad (5.4)$$

sa n funkcija plastičnog potencijala g_j , koje su funkcija vektora napona i unutrašnjeg parametra k , $g_j(\sigma, k)$. Pri tome, faktor $\dot{\lambda}_j$ ima sledeća ograničenja:

$$\begin{aligned} f &\leq 0 \\ \dot{\lambda}_j &\geq 0 \\ \dot{\lambda}_j f &= 0 \end{aligned} \quad (5.5)$$

Ova ograničenja su u stvari formulacija dopuštenih stanja pri plastičnom tečenju, odnosno plastično tečenje se neće javiti ($\dot{\lambda}_j = 0$) ukoliko je uslov tečenja manji od nule.

- *Zakon ojačanja materijala ("hardening")*, kojim se definiše promena unutrašnjeg parametra k . Ovaj parametar se uobičajeno daje kao funkcija vektora napona i brzine vektora plastičnih dilatacija, $k = h(\sigma, \dot{\epsilon}_p)$.

Veza brzina napona-brzina dilatacije. Brzina naponskog vektora se određuje pomoću elastičnog dela brzine vektora dilatacija:

$$\dot{\sigma} = D\{\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_p\} = D\left\{\dot{\epsilon} - \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma}\right\} \quad (5.6)$$

Uslov konzistencije $\dot{f} = 0$ glasi:

$$\dot{f} = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \dot{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial k} \frac{\partial k}{\partial \lambda} \dot{\lambda} = 0 \quad (5.7)$$

i daje neophodan izraz za $\dot{\lambda}$:

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{E_p} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \dot{\sigma} \quad (5.8)$$

pri čemu je moduo "plastičnog ojačanja":

$$E_p = -\frac{\partial f}{\partial k} \frac{\partial k}{\partial \lambda} \quad (5.9)$$

Zamenom ovih izraza u jednačinu (5.6) i primenom Sherman-Morrison-ove formule, dobija se tangenta matrica krutosti:

$$\dot{\sigma} = \left[D - \frac{D \frac{\partial g}{\partial \sigma} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} D}{E_p + \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} D \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \right] \dot{\epsilon} \quad (5.10)$$

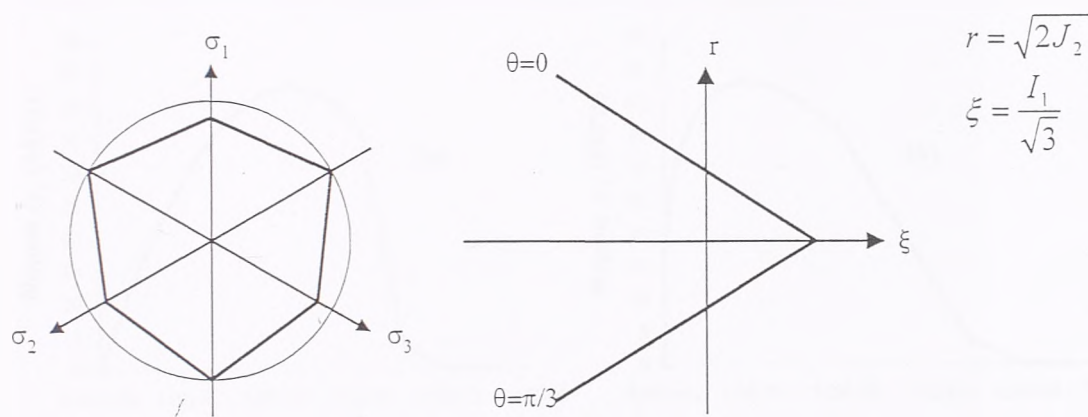
Treba primetiti da tangenta matrica krutosti postaje nesimetrična kada funkcija plastičnog potencijala nije jednaka uslovu tečenja, odnosno $f \neq g$. Od raspoloživih elasto-plastičnih modela u DIANI izabran je Mohr-Coulomb-ov uslov tečenja kao model koji najbolje opisuje ponašanje betona (od raspoloživih).

5.2.1.1 Mohr-Coulomb-ov uslov tečenja

Mohr-Coulomb-ov uslov tečenja se u prostoru glavnih napona ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) može izraziti na sledeći način:

$$f(\sigma, k) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi(k) - \bar{c}(k) \cos \phi_0 \quad (5.11)$$

gde je $\bar{c}(k)$ kohezija kao funkcija unutrašnjeg parametra k , i ϕ ugao unutrašnjeg trenja koji je takođe funkcija unutrašnjeg parametra. Početni ugao unutrašnjeg trenja je označen kao ϕ_0 .



Slika 5.1 Mohr-Coulomb uslov tečenja

Generalno, zakon tečenja se definiše kao neasocijativan, $g \neq f$, pri čemu je plastični potencijal:

$$g(\sigma, k) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi(k) \quad (5.12)$$

što daje brzinu vektora plastičnih dilatacija:

$$\dot{\epsilon}_p = \dot{\lambda} \begin{Bmatrix} \frac{1}{2}(1 + \sin \psi) \\ 0 \\ \frac{1}{2}(1 - \sin \psi) \end{Bmatrix} \quad (5.13)$$

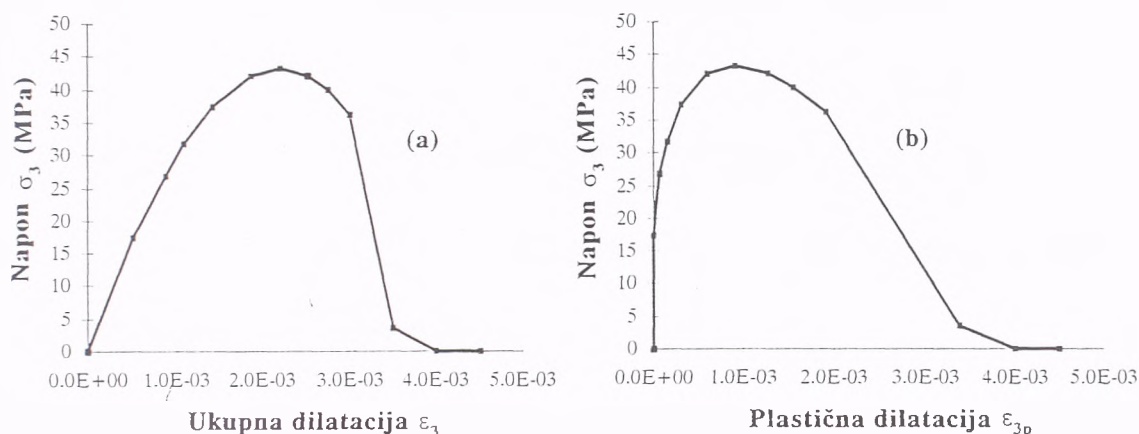
Zakon ojačanja. Odnos između unutrašnjeg parametra k i plastičnog procesa dat je zakonom ojačanja. Za Mohr-Coulomb-ov uslov tečenja razmatra se samo dilataciono ojačanje ("strain hardening"). U prostoru glavnih napona, zakon ojačanja glasi:

$$\dot{k} = \sqrt{\frac{2}{3}(\dot{\epsilon}_{1p}\dot{\epsilon}_{1p} + \dot{\epsilon}_{2p}\dot{\epsilon}_{2p} + \dot{\epsilon}_{3p}\dot{\epsilon}_{3p})} \quad (5.14)$$

što dovodi do:

$$\dot{k} = \dot{\lambda} \sqrt{\frac{1}{3}(1 + \sin^2 \psi)} \quad (5.15)$$

Veza $\bar{c} - k$. Definisane veze između ekvivalentne kohezije i unutrašnjeg parametra materijala se vrši pomoću eksperimentalnih podataka dobijenih iz jednoosijalnog opita, i zavisi od usvojenog zakona ojačanja. Ako se usvoji "dilataciono" ojačanje i recimo, konstantan ugao unutrašnjeg trenja i konstantan ugao dilatancije, tj. $\phi(k) = \phi_0$ i $(k) = \psi_0$, iz veze $\sigma - \varepsilon$ za jednoosijalni opit može se izvesti potrebna zavisnost kohezije \bar{c} od unutrašnjeg parametra k .



Slika 5.2 Veza $\sigma - \varepsilon$ iz jednoosijalnog opita (a) i izvedena veza $\sigma - \varepsilon_p$ (b)

Na slici 5.2(a) prikazan je $\sigma - \varepsilon$ dijagram za beton dobijen na osnovu merene čvrstoće pri pritisku od 43.2 MPa u jednoosijalnom opitu, konstruisan na osnovu preporuka EC2 /42/ (moduo elastičnosti E i silazna grana, koja naravno nije merena). Dijagram na slici 5.2(b) je dobijen tako što je plastična dilatacija ε_{3p} dobijena kao razlika ukupne i elastične dilatacije, $\varepsilon_{3p} = \varepsilon - \varepsilon_e, \varepsilon_e = \sigma_3 / E$.

Pošto je brzina plastične dilatacije u jednoosijalnom stanju napona data kao:

$$\dot{\varepsilon}_{3p} = -\dot{\lambda} \frac{1}{2}(1 - \sin \psi_0) \quad (5.16)$$

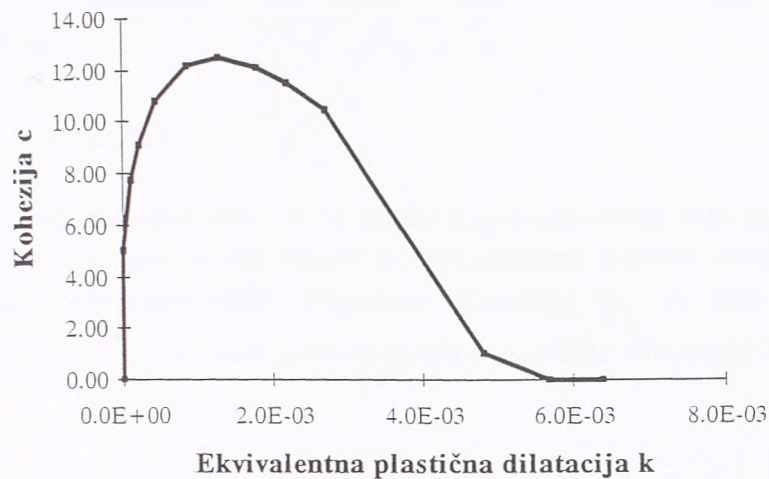
onda je unutrašnji parametar k , za "dilataciono" ojačanje:

$$k = -2 \frac{\sqrt{\frac{1}{3}(1 + \sin^2 \psi_0)}}{1 - \sin \psi_0} \dot{\varepsilon}_{3p} \quad (5.17)$$

a odnos između ekvivalentne kohezije \bar{c} i jednoosijalnog napona σ_3 :

$$\bar{c} = \sigma_3 \frac{1 - \sin \phi_0}{2 \cos \phi_0} \quad (5.18)$$

Ako se za ugao unutrašnjeg trenja u betonu usvoji $\varphi_0 = 30^\circ$, a za ugao dilatancije $\delta_0 = 10^\circ$, može se odrediti i zavisnost između kohezije i unutrašnjeg parametra k , odnosno ekvivalentne plastične dilatacije, prikazana na slici 5.3.



Slika 5.3 Dijagram zavisnosti ekvivalentne kohezije od ekvivalentne plastične dilatacije

5.2.1.2 Von Mises-ov uslov tečenja

Ovaj uslov tečenja se najčešće koristi za opisivanje ponašanja čelika. Uslov tečenja, koji je u prostoru glavnih napona kružni cilindar, glasi:

$$f(\sigma, k) = \sqrt{3J_2} - \bar{\sigma}(k) = \sqrt{\frac{1}{2} \sigma^T P \sigma} - \bar{\sigma}(k) \quad (5.19)$$

gde je $\bar{\sigma}(k)$ jednoaksijalni napon tečenja kao funkcija unutrašnjeg parametra k , a P matrica transformacije data kao:

$$P = \begin{bmatrix} 2 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & -1 & 2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6 \end{bmatrix} \quad (5.20)$$

Zakon tečenja je dat kao asocijativni, $g \equiv f$, što daje brzinu vektora plastičnih dilatacija:

$$\dot{\epsilon}_p = \dot{\lambda} \frac{P \sigma}{2\bar{\sigma}} \quad (5.21)$$

Ojačanje. Za Von Mises-ov uslov tečenja mogu se koristiti dva zakona ojačanja: "dilataciono" ojačanje ("strain hardening") i "radno" ojačanje ("work hardening"). U slučaju dilatacionog ojačanja, zakon ojačanja je dat relacijom (5.14), što za ovaj uslov tečenja dovodi do relacije:

$$\dot{k} = \dot{\lambda} \quad (5.22)$$

a u slučaju radnog ojačanja, zakon ojačanja je dat sledećom relacijom:

$$\dot{W}_p = \sigma^T \dot{\varepsilon}_p \equiv \bar{\sigma}(k) \dot{k} \quad (5.23)$$

što takođe dovodi do (5.22).

Veza $\bar{\sigma} - k$. Na sličan način kao i kod Mohr-Coulomb-ovog uslova tečenja može se iz podataka iz jednoaksijalnog opita izvesti potrebna veza između ekvivalentnog napona i unutrašnjeg parametra materijala. Plastična dilatacija ε_{1p} je jednaka razlici između ukupne i elastične, $\varepsilon_1 - \varepsilon_{1e}$. Brzina jednoaksijalne plastične dilatacije je onda jednaka:

$$\dot{\varepsilon}_{1p} = \dot{\lambda} \frac{\sigma_1}{\bar{\sigma}} \quad (5.24)$$

Pošto je ekvivalentni napon jednak, u slučaju jednoaksijalnog stanja, naponu σ_1 , tj. $\bar{\sigma} = \sigma_1$, jednačina (5.24) postaje:

$$\dot{\varepsilon}_{1p} = \dot{\lambda} \quad (5.25)$$

odnosno, primenjujući (5.22), dolazimo do:

$$\dot{k} = \dot{\varepsilon}_{1p} \quad (5.26)$$

i to za oba zakona ojačanja. Pri numeričkom modeliranju eksperimenta ovaj uslov tečenja je korišćen kao materijalni model čelika armature.

5.2.2 Modeliranje prslina

Ovde će biti razmatran samo koncept tzv. "razmazanih" prslina ("smearred cracking"), pošto je on korišćen pri numeričkom modeliranju eksperimenta.

Dekompozicija dilatacija. U ovom modelu prslina, ukupna dilatacija se razlaže na elastičnu ε_e i dilataciju prslina ε_{cr} :

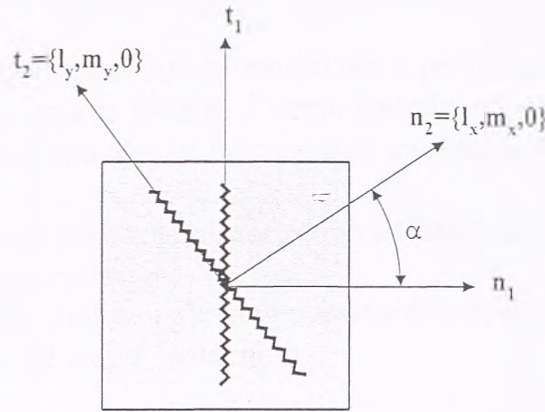
$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{cr} \quad (5.27)$$

Koncept fiksnih prslina podrazumeva da se u jednoj tački materijala može pojaviti više prslina pod različitim uglom u odnosu na prvu (kad se ispune određeni uslovi o čemu će kasnije biti reči), pri čemu se vektor dilatacija $e_{cr,i}$ i napona s_i u prslini i vezuje za koordinatni sistem n -t i -te prslina, u pravcu prslina i upravno na nju, slika 5.4.

Ako se sa e_{cr} označi vektor koji sadrži dilatacije prslina za svaku pojedinačnu prslinu, onda je:

$$e_{cr} = (e_{cr,1}, e_{cr,2}, \dots, e_{cr,i}, \dots, e_{cr,n})^T \quad (5.28)$$

pri čemu je dilatacija prslina za i -tu prslinu data kao $e_{cr,i} = (\varepsilon_{m,i}^{cr}, \gamma_{m,i}^{cr})^T$.



Slika 5.4 Koncept fiksnih prslina u više pravaca

Relacija između globalne dilatacije ε_{cr} i vektora e_{cr} je dat transformacijom:

$$\varepsilon_{cr} = N e_{cr} \quad (5.29)$$

gde je N matrica transformacije:

$$N = [N_1, N_2, \dots, N_i, \dots, N_n] \quad (5.30)$$

Sa N_i je označena matrica transformacije i -te prsline, i ona za, recimo, slučaj ravnog stanja deformacije, glasi:

$$N_i = \begin{bmatrix} l_x^2 & l_x l_y \\ m_x^2 & m_x m_y \\ n_x^2 & n_x n_y \\ 2l_x m_x & l_x m_y + l_y m_x \end{bmatrix} \quad (5.31)$$

gde je $n^T = \{l_x, m_x, n_x$ normalizovani vektor upravan na ravan prsline. Na sličan način može se formirati vektor napona koji sadrži vektore napona svih prslina:

$$s_{cr} = \{s_{cr,1}, s_{cr,2}, \dots, s_{cr,i}, \dots, s_{cr,n}\}^T \quad (5.32)$$

gde je vektor napona za i -tu prslinu $s_{cr,i} = \{\sigma_{m,i}^{cr}, \tau_{m,i}^{cr}\}^T$. Odnos između globalnog napona σ i vektora napona s_{cr} dat je kao:

$$s_{cr} = N^T \sigma \quad (5.33)$$

gde je matrica transformacije N data sa (5.31). Veza između napona i dilatacija u prslini data je opštom formulacijom:

$$s_{cr} = f(e_{cr}) \quad (5.44)$$

pri čemu će o funkciji f biti reči kasnije.

Otvaranje prslina. Da bi konstitutivni model bio u potpunosti definisan, potrebno je još definisati kriterijum za pojavu prslina i vezu između napona i dilatacija u prslini. U DIANI, nova prslina se otvara ako su *istovremeno* ispunjena dva uslova:

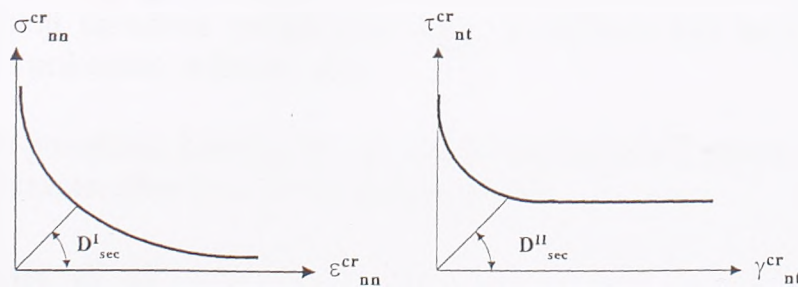
- Glavni napon zatezanja prekoračuje zadatau graničnu vrednost (čvrstoću na zatezanje), tzv. tension cut-off kriterijum, i
- Ugao između postojeće prsline i glavnog napona zatezanja prekoračuje unapred zadatau vrednost, tzv. "threshold angle" kriterijum.

Zadavanjem određene veličine ugla između postojeće prsline i glavnog napona zatezanja, ispod koje se neće otvoriti nova prslina, praktično se ograničava broj prslina koji se može otvoriti u jednoj tački. Najčešće se za vrednost ovog ugla u DIANI usvaja 30° . Nedostatak ovakvog modela je u tome što se može desiti da glavni napon zatezanja u određenom pravcu postane i nekoliko puta veći od čvrstoće na zatezanje pre nego što se dostigne tražena vrednost ugla.

Veza između napona i dilatacija. Naponi u prslini u n - t koordinatnom sistemu prsline su funkcije odgovarajućih dilatacija, $s_{cr,i} = f(e_{cr,i})$. Konstitutivna relacija za i -tu prslinu glasi:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{nn}^{cr} \\ \tau_{nt}^{cr} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{sec}^I & 0 \\ 0 & D_{sec}^{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{nn}^{cr} \\ \gamma_{nt}^{cr} \end{Bmatrix} \quad (5.45)$$

Sekantni moduo krutosti D_{sec}^I se određuje u zavisnosti od usvojenog modela "omekšanja" ("tension softening") - $\sigma_{nn}^{cr} = f_{nn}(\varepsilon_{nn}^{cr})$, slika 5.5.



Slika 5.5 Sekantna krutost prslina

U slučaju rasterećenja, sekantna krutost ostaje nepromenjena, što znači da nakon zatvaranja prsline, normalni napon i odgovarajuća dilatacija u prslini postaju jednaki nuli. S druge strane, sa slike 5.5 se vidi da sekantni moduo D_{sec}^{II} ne zavisi od tangencijalne dilatacije τ_{nt}^{cr} u prslini.

5.2.2.1 Veza napon-dilatacija u prslini, "tension softening" relacije

Veza između napona u prslini σ_{mm}^{cr} i dilatacije u prslini ε_{mm}^{cr} u pravcu normalnom na prslinu može se napisati u obliku:

$$\sigma_{mm}^{cr}(\varepsilon_{mm}^{cr}) = f_t y\left(\frac{\varepsilon_{mm}^{cr}}{\varepsilon_{mm,ult}^{cr}}\right) \quad (5.46)$$

gde je f_t čvrstoća na zatezanje a $\varepsilon_{mm,ult}^{cr}$ granična dilatacija u prslini. Opšta funkcija $y(\cdot)$ predstavlja aktuelni dijagram omekšanja. Omekšanje se, na konstitutivnom nivou, najčešće izražava kroz oblik I energije loma G_f^I i ekvivalentnu dužinu pojasa oko jedne prsline ("crack band width") h na sledeći način:

$$G_f^I = hf_t \left(\int_{x=0}^{x=\alpha} y(x) dx \right) \varepsilon_{mm,ult}^{cr} \quad (5.47)$$

pa se granična dilatacija u prslini može izraziti kao:

$$\varepsilon_{mm,ult}^{cr} = \frac{1}{\alpha} \frac{G_f^I}{hf_t} \quad (5.48)$$

gde je faktor α funkcija dijagrama omekšanja:

$$\alpha = \int_{x=0}^{x=\alpha} y(x) dx \quad (5.49)$$

Granična dilatacija u prslini $\varepsilon_{mm,ult}^{cr}$ se smatra *karakteristikom materijala* ali zavisnom od veličine konačnih elemenata, koja se može sračunati iz čvrstoće na zatezanje f_t , energije loma G_f^I , koja je takođe karakteristika materijala, i površine ili zapremine konačnog elementa kojom se uvodi uticaj ekvivalentne dužine pojasa oko prsline h .

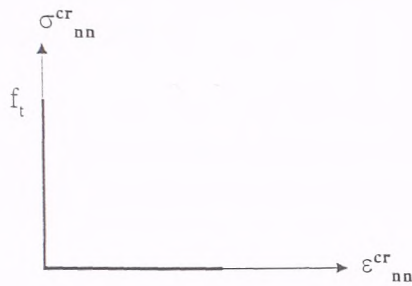
U DIANI postoji ugrađena većina dijagrama omekšanja koji su danas aktuelni, i u nastavku će biti prikazano nekoliko njih.

Krt lom. Krto ponašanje karakteriše pad napona u prslini na nulu u trenutku dostizanja čvrstoće na zatezanje, slika 5.6. Ovo se može napisati

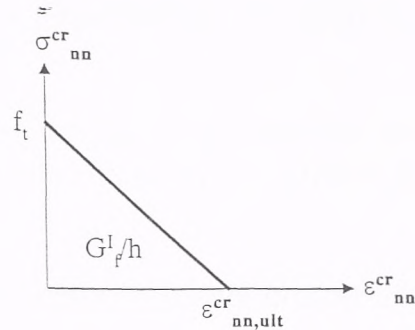
$$\frac{\sigma_{mm}^{cr}(\varepsilon_{mm}^{cr})}{f_t} = \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ ako } \varepsilon_{mm}^{cr} \leq 0 \\ 0 \text{ ako } 0 < \varepsilon_{mm}^{cr} < \infty \end{array} \right\} \quad (5.50)$$

Linearno omekšanje. Linearno omekšanje opisuje linearan pad napona u prslini nakon dostizanja čvrstoće na zatezanje, slika 5.7. Izraženo kroz formulu

$$\frac{\sigma_{nn}^{cr}(\varepsilon_{nn}^{cr})}{f_t} = \begin{cases} 1 - \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} & \text{ako } 0 < \varepsilon_{nn}^{cr} < \varepsilon_{nn,ult}^{cr} \\ 0 & \text{ako } \varepsilon_{nn,ult}^{cr} < \varepsilon_{nn}^{cr} < \infty \end{cases} \quad (5.51)$$



Slika 5.6 Krt lom



Slika 5.7 Linearno omekšanje

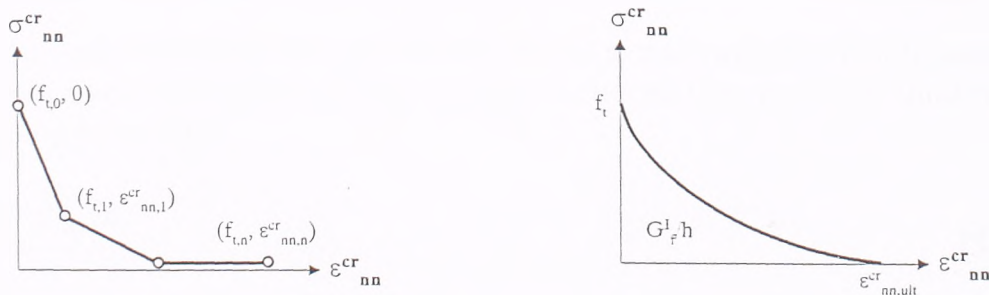
Funkcija omekšanja $y(x)$ je data jednačinom (5.51) i za nju faktor α iznosi 1/2, pa je, iz jednačine (5.48):

$$\varepsilon_{nn,ult}^{cr} = 2 \frac{G_f^l}{hf_t} \quad (5.52)$$

a minimalna vrednost granične dilatacije je određena nagibom elastičnog dela dijagrama (koji se ne prikazuje), tj. vrednošću modula elastičnosti E :

$$\varepsilon_{nn,ult,min}^{cr} = \frac{f_t}{E} \quad (5.53)$$

Multilinearno omekšanje. Ovaj dijagram omekšanja u potpunosti definiše korisnik, slika 5.8. Kao što samo ime kaže, funkcija omekšanja je sastavljena iz više linija različitih nagiba.



Slika 5.8 Multilinearan i nelinearan dijagram omekšanja

Dijagrami nelinearnog omekšanja. U DIANI su ugrađena dva modela nelinearnog omekšanja: model Moelands-a i Reinhardt-a, i model Hordijk-a. U ovim modelima veza između napona i dilatacija u prslini je nelinearna, kao na slici 5.8.

U numeričkom modeliranju eksperimenta korišćena su dva različita dijagrama omekšanja, koja su procenjena kao verovatna: krt lom i linearan dijagram omekšanja.

5.2.2.2 Modeliranje krutosti na smicanje u isprskalom materijalu, "shear retention" relacije

Kao što je poznato, posledica pojava prslina u materijalu je i opadanje krutosti na smicanje. Zaostala nosivost na smicanje se naziva "shear retention", i u DIANI je moguće ovu pojavu modelirati na tri načina:

- puna zaostala nosivost na smicanje, $\beta=1$, čime se pretpostavlja da krutost na smicanje nije narušena pojavom prslina;
- konstantna zaostala nosivost na smicanje, $0 < \beta \leq 1$; u betonu se najčešće usvaja $\beta=0.05 \pm 0.1$;
- promenljiva zaostala nosivost na smicanje; pošto zaostala nosivost na smicanje zavisi od širine prslina, koeficijent β se usvaja kao funkcija normalne dilatacije u prslini:

$$\beta = \frac{1}{1 + 4447 \varepsilon_m^{cr}} \quad (5.54)$$

5.2.3 Inkrementalno-iterativna procedura rešavanja problema

U nelinearnoj analizi metodom konačnih elemenata veza između vektora sila i vektora pomeranja nije linearna. Osim toga, ako je u pitanju plastično ponašanje materijala, pomeranja zavise i od istorije deformacije. U linearnoj analizi, vektor pomeranja koji predstavlja rešenje, tj. pri kome se postiže ravnoteža unutrašnjih i spoljnih sila, može da se odredi direktno, rešavanjem odgovarajućeg sistema jednačina. U nelinearnoj analizi to nije slučaj. Da bi se postiglo stanje ravnoteže, pravi se diskretizacija na samo u prostoru (konačni elementi) već i u vremenu (inkrementi). Da bi se postiglo stanje ravnoteže na kraju inkrementa, koriste se iterativni postupci. Kombinacija ova dva postupka naziva se *inkrementalno-iterativna* procedura rešavanja.

Posmatrajmo vektor inkremenata pomeranja za koji je zadovoljena ravnoteža unutrašnjih i spoljnih sila i konturni uslovi (5.55), i matricu krutosti koja povezuje unutrašnje sile i inkrementalna pomeranja

$$\begin{aligned} f_{uni}(u, ist) &= f_{spo}(u) \\ u_i &= u_{i.kon} \end{aligned} \quad (5.55)$$

Pri tome, vektor unutrašnjih sila nelinearno zavisi od pomeranja, a u nekim slučajevima, i od istorije pomeranja. Vektor spoljnih sila takođe u nekim slučajevima može da zavisi od pomeranja (geometrijska nelinearnost). Kao što je već rečeno, posmatrani sistem je diskretizovan u prostoru, a da bi se omogućilo numeričko rešavanje, diskretizovan je takođe i u vremenu. Pri tome, vreme je nekad stvarno fizičko vreme (tečenje i skupljanje betona), a nekad *pseudo vreme*, samo da bi se opisao redosled operacija.

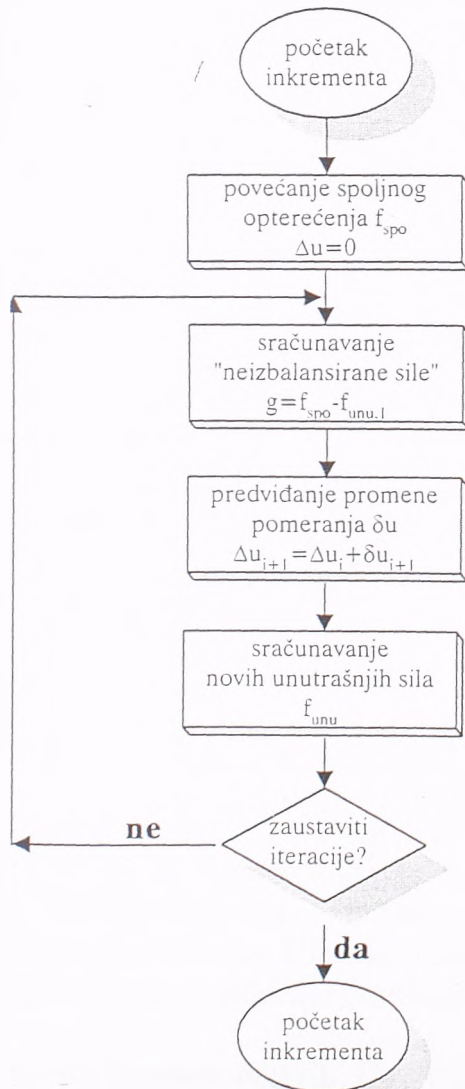
U okviru jednog inkrementa, problem se postavlja na sledeći način: počevši od trenutka vremena t , za koji postoji približno rešenje ${}^i u$, traži se rešenje ${}^{i+\Delta t} u$, za koga je zadovoljeno (5.55). U okviru jednog inkrementa vremena poznata su samo pomeranja na početku i kraju inkrementa. Vektor unutrašnjih sila se sračunava na osnovu stanja u trenutku t , vremenskog inkrementa Δt i inkrementa pomeranja Δu . Vektor spoljnih sila zavisi samo od trenutne geometrije, a istorija pomeranja nema uticaja na operacije u toku jednog inkrementa (fiksirana je na početku inkrementa). To znači da uslovi ravnoteže, u okviru jednog inkrementa, zavise samo od Δu , što je i cilj diskretizacije na inkremente. Sada, nelinearni problem možemo postaviti na sledeći način: naći vektor inkrementalnih pomeranja Δu tako da je zadovoljeno:

$${}^{i+\Delta t} u = {}^i u + \Delta u, \quad i \tag{5.56}$$

$$g(\Delta u) = f_{spo}(\Delta u) - f_{unu}(\Delta u) = 0$$

gde je g vektor neizbalansiranih sila. Počevši u trenutku vremena $t_{poč}$ analiza se sprovodi u željenom broju vremenskih inkremenata dok se ne stigne do tražene krajnje vrednosti t_{kraj} (pri tome t ne mora biti fizičko vreme, kao što je već rečeno).

5.2.3.1 Iterativni postupci



Primena samo inkrementalnih metoda u rešavanju nelinearnih problema obično dovodi do netačnih rešenja, osim u slučaju da se usvoji veoma mala veličina inkrementa-koraka. Zbog toga se koriste iterativni postupci, koji, u okviru svakog koraka, postepeno smanjuju grešku koja se javlja. Primena kombinacije inkrementalne metode i nekog iterativnog postupka, generalno, dozvoljava primenu većeg koraka, nego u slučaju rešavanja samo inkrementalnom metodom. Opšta procedura u svim iterativnim postupcima je ista i prikazana je na slici 5.9.

U svim postupcima, inkrement ukupnog pomeranja Δu se iterativno adaptira iterativnim inkrementima δu , sve dok se ne zadovolje uslovi ravnoteže, uz unapred zadatu toleranciju. Razlika između pojedinih postupka je u načinu sračunavanja inkrementa pomeranja δu . Naime, ovaj inkrement se sračunava pomoću "matrice krutosti" K koja predstavlja neku vrstu linearizovane veze između vektora sila i vektora pomeranja. Ova matrica krutosti se može sračunati u svakoj iteraciji, pa obeležimo sa K_i matricu u i -toj iteraciji. Inkrement pomeranja δu je onda

$$\delta u_i = K_i^{-1} g, \tag{5.57}$$

Slika 5.9 Shema iterativnih postupaka

gde je g_i vektor neizbalansiranih sila na početku i -te iteracije. U ovom slučaju se u svakoj iteraciji rešava sistem linearnih jednačina.

U DIANI su na raspolaganju nekoliko iterativnih postupaka koji se najčešće koriste za rešavanje nelinearnih problema svih vrsta. To su: Newton-Raphson metod, Kvazi-Newton metod (od ovih metoda najčuvaniji BFGS metod-Broyden, Fletcher, Goldfarb i Shanno) i Metod linearne i konstantne krutosti. Kao varijacije navedenih postupaka, i u kombinaciji sa njima mogu se koristiti, recimo, "line search" i "arc-length" metod koji poboljšavaju i ubrzavaju postupak iteracija.

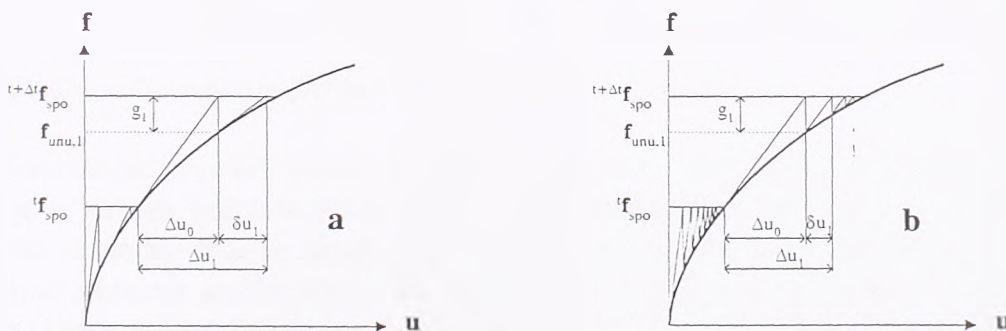
Ovde će biti opisani ukratko osnovni iterativni postupci.

Regularni Newton-Raphson metod. U ovoj metodi matrica krutosti K se sračunava u svakoj iteraciji na sledeći način

$$K_i = \frac{\partial g}{\partial \Delta u} \tag{5.58}$$

Prednost ove metode je što je konvergencija brza, tj. metod konvergira konačnom rešenju u svega nekoliko iteracija, slika 5.10(a), pod uslovom da se koristi korektna matrica krutosti, odnosno da je početna pretpostavka u blizini konačnog rešenja. Nedostatak je u tome što se matrica krutosti sračunava u svakoj iteraciji, što znači da se u svakoj iteraciji vrši dekompozicija matrice krutosti, što je postupak koji najduže traje. Jednom rečju, regularni Newton-Raphson dovodi do rešenja u okviru jednog inkrementa u svega nekoliko iteracija, ali je dužina trajanja jedne iteracije velika.

Modifikovani Newton-Raphson. U okviru svakog inkrementa, matrica krutosti K se sračunava, prema (5.58), samo na početku inkrementa i takva se koristi u svim iteracijama tog inkrementa, slika 5.10(b).



Slika 5.10 Regularni (a) i modifikovani (b) Newton-Raphson metod

To znači da se pretpostavka (predviđanje) uvek čini na osnovu stanja koje je konvergiralo, i da se zametna operacija dekompozicije matrice krutosti vrši samo jednom u okviru inkrementa. Međutim, konvergencija je sporija, i potrebno je više iteracija do konačnog rešenja. Ukratko rečeno, modifikovani Newton-Raphson metod zahteva više iteracija, ali su iteracije brže nego kod regularnog metoda.

Kvazi-Newton metod. Ove vrsta metoda (nazivaju se još i sekantni) koriste informacije iz prethodnog stanja (vektor pomeranja i vektor neizbalansiranih sila) da bi se dobila bolja aproksimacija u sledećoj iteraciji, slika 5.11(a). Za razliku od regularnog Newton-

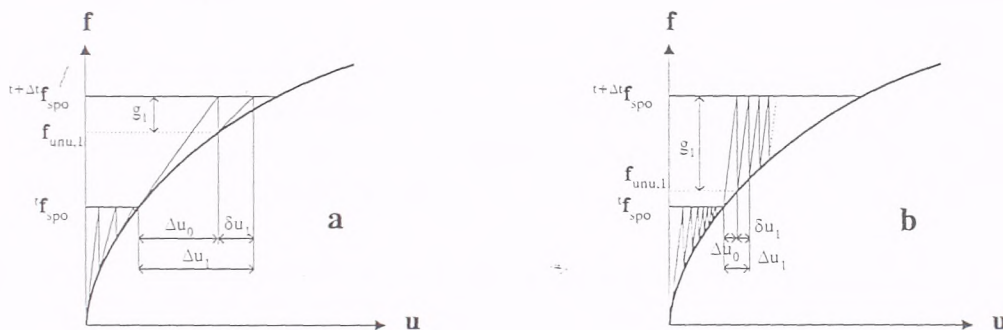
Raphson metoda, ne sračunava se u potpunosti nova matrica krutosti u svakoj iteraciji, već se krutost određuje iz poznatih tačaka na krivoj f-u. Ako se sa δu_i označi inkrementalno pomeranje u i-toj iteraciji, a sa $\delta g_i = g_{i+1} - g_i$ vektor neizbalansiranih sila koji odgovara δu_i , u ovom metodu se koristi relacija

$$K_{i+1} \delta u_i = \delta g_i \quad (5.59)$$

Sa matricom krutosti K_i koja zadovoljava (5.59), inkrementalno pomeranje u sledećoj iteraciji se sračunava i z jednačine (5.57).

Najpoznatiji od ovih metoda je BFGS metod, koji postoji u DIANI. Što se tiče brzine konvergencije i vremena potrebnog za izvršenje jedne iteracije, ovaj metod se nalazi između regularnog i modifikovanog Newton-Raphson metoda.

Metod linearne i konstantne krutosti. Ova dva metoda se koriste kada drugi metodi postanu numerički nestabilni, odnosno ne dovode do konvergencije. Metod *linearne* krutosti koristi linearnu matricu krutosti u toku celog procesa rešavanja, odnosno u svim inkrementima, slika 5.11(b). Jasno je da ovakav metod ima najsporiju konvergenciju, ali i najkraće vreme po iteraciji, jer se matrica krutosti sračunava samo jednom. Ovaj metod je veoma "robustan", i pogodan je za nestabilne pojave, kao što su rasterećenja, silazne grane, promene nagiba krive f-u.



Slika 5.11 Kvazi-Newton metoda (a) i metoda linearne krutosti (b)

Metod *konstantne* krutosti koristi matricu krutosti iz prethodnog inkrementa. To znači da, ako je u prvom inkrementu korišćen Newton-Raphson metod, a u drugom metod konstantne krutosti, matrica krutosti u drugom inkrementu biće jednaka matrici krutosti iz poslednje iteracije prethodnog inkrementa. Ako se metod konstantne krutosti koristi od prvog inkrementa, onda je on u stvari metod linearne krutosti. Ovaj metod se koristi kada Newton-Raphson ili Kvazi-Newton metode postanu nestabilne posle izvesnog broja uspešnih iteracija.

5.2.3.2 Kriterijumi konvergencije

Kao što je već rečeno, postupak iteracija se zaustavlja kada rezultati postanu zadovoljavajući. U tom cilju, DIANA nudi nekoliko kriterijuma konvergencije:

- kriterijum konvergencije po silama, koji predstavlja odnos između vektora neizbalansiranih sila u poslednjoj iteraciji i početnog;
- kriterijum konvergencije po pomeranjima, koji predstavlja odnos između vektora inkrementalnog pomeranja u poslednjoj iteraciji i početnog, i

- energetski kriterijum konvergencije, koji predstavlja odnos između rada unutrašnjih sila na pomeranjima sistema u poslednjoj iteraciji i početnoj iteraciji.

Izbor optimalne numeričke metode i kriterijuma konvergencije zavisi od prirode problema koji se analizira. Potrebno je unapred poznavati fizičku prirodu problema da bi se izabrali metod (metodi) i kriterijum (kriterijumi) konvergencije koji će dovesti do rešenja. Nepoznavanje numeričkog aparata i fizike problema može značajno otežati, čak i onemogućiti rešenje nelinearnih problema.

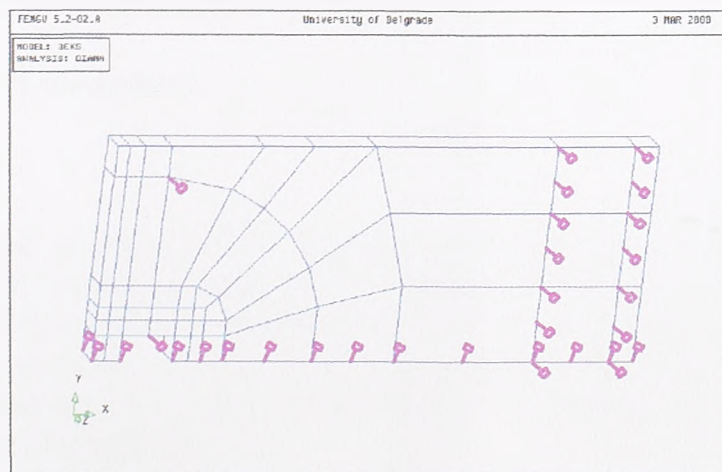
5.3 Numeričko modeliranje eksperimentalnog ispitivanja proboja ploča

Za numeričko modeliranje izabrano je eksperimentalno ispitivanje modela S3, s obzirom da je ovaj model imao primarni, krt lom usled probijanja. U numeričkom modeliranju, pored DIANE korišćen je, za pripremu ulaznih podataka i analizu rezultata, programski paket FEMGV, verzija 4.2 /43/. FEMGV 4 je interaktivni grafički program za pre i post-procesiranje analiza koje se vrše metodom konačnih elemenata i može se koristiti sa većinom savremenih programa zasnovanih na metodi konačnih elemenata.

5.3.1 Modeliranje geometrije, konturnih uslova i opterećenja. Mreža konačnih elemenata

S obzirom na simetriju modela u odnosu na x-osu, modelirana je samo polovina modela. Naravno da u stvarnosti ponašanje modela nije bilo sasvim simetrično, ali zbog velikog broja konačnih elemenata, velikog broja analiza i sporosti rada računara, odlučeno je ipak da se modelira samo polovina modela.

Na osi simetrije usvojeni su konturni uslovi koji odgovaraju simetriji, tj. sprečena rotacija i horizontalno pomeranje u pravcu y-ose. Na mestima presa gde je nanošeno opterećenje, i na mestu zatega, u numeričkom modelu usvojeni su vertikalni oslonci, jer je kao opterećenje usvojeno pomeranje tih tačaka. Na mestima gornjeg i donjeg virendela, u numeričkom modelu usvojeni su vertikalni linijski oslonci, slika 5.12.



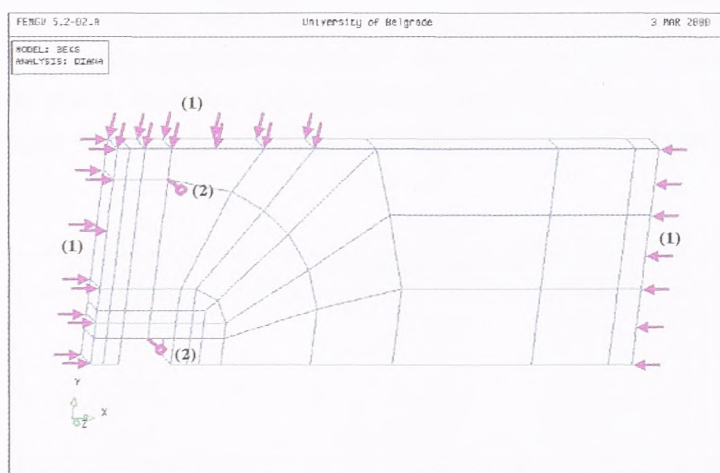
Slika 5.12 Konturni uslovi u numeričkom modelu

Pošto je prethodno naprezanje modela izvršeno u jednom statičkom sistemu, a nanošenje opterećenja u drugom, nije bilo moguće u numeričkom modelu ponoviti ovu istoriju

opterećenja bez promene konturnih uslova modela. Osim toga, pošto vertikalni deo ekvivalentnog opterećenja balansira sopstvenu težinu ploče, tj. njihovi uticaji se poništavaju, ova dva opterećenja nisu modelirana. Tako je prethodno naprezanje jednostavno modelirano kao naprezanje u ravni ploče, tj. kao prethodno uneti naponi pritiska. Smatra se da ovo odstupanje od stvarne procedure opterećivanja ima zanemarljivo mali uticaj na granično stanje loma.

S druge strane, umesto sile na presi i pomeranja iznad zatega, kakva je bila procedura vođenja eksperimenta, kao opterećenje numeričkog modela usvojeno je mereno pomeranje tačaka na mestu prese i na mestu zatege. Zbog toga su u tim tačkama oslonci, da bi se opterećenje moglo zadati kao pomeranje oslonaca. Kako je procedura numeričkog rešavanja nelinearnih problema inkrementalna, tj. opterećenje se povećava u inkrementima od nule do loma, najprihvatljivije rešenje je da su oba opterećenja zadata pomeranja, jer tada zadavanje određenog inkrementa (koraka) ima smisla.

Tako da numerički model ima dva slučaja opterećenja. Prvi slučaj je prethodno naprezanje kao opterećenje u ravni ploče (1), a drugi pomeranje tačaka iznad prese i zatege (2), oba u modelu sa istim konturnim uslovima, slika 5.13.



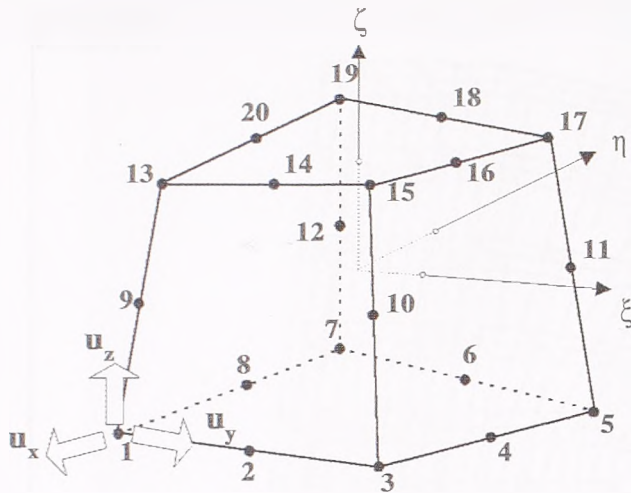
Slika 5.13 Opterećenje numeričkog modela

Mreža konačnih elemenata

• beton

Zbog očekivanog troosnog stanja napona u zoni oko otvora za stub, za modeliranje betona usvojen je izoparamaterski *solid* element sa 20 čvorova (u uglovima i u sredinama strana) pod nazivom CHX60 /41/, slika 5.14. U solid elementima osnovni stepeni slobode su pomeranja-translacije, po tri u svakom čvoru. Ovaj element je zasnovan na kvadratnoj interpolaciji i Gausovoj integraciji. Interpolacione funkcije za aproksimaciju pomeranja u okviru konačnog elementa glase:

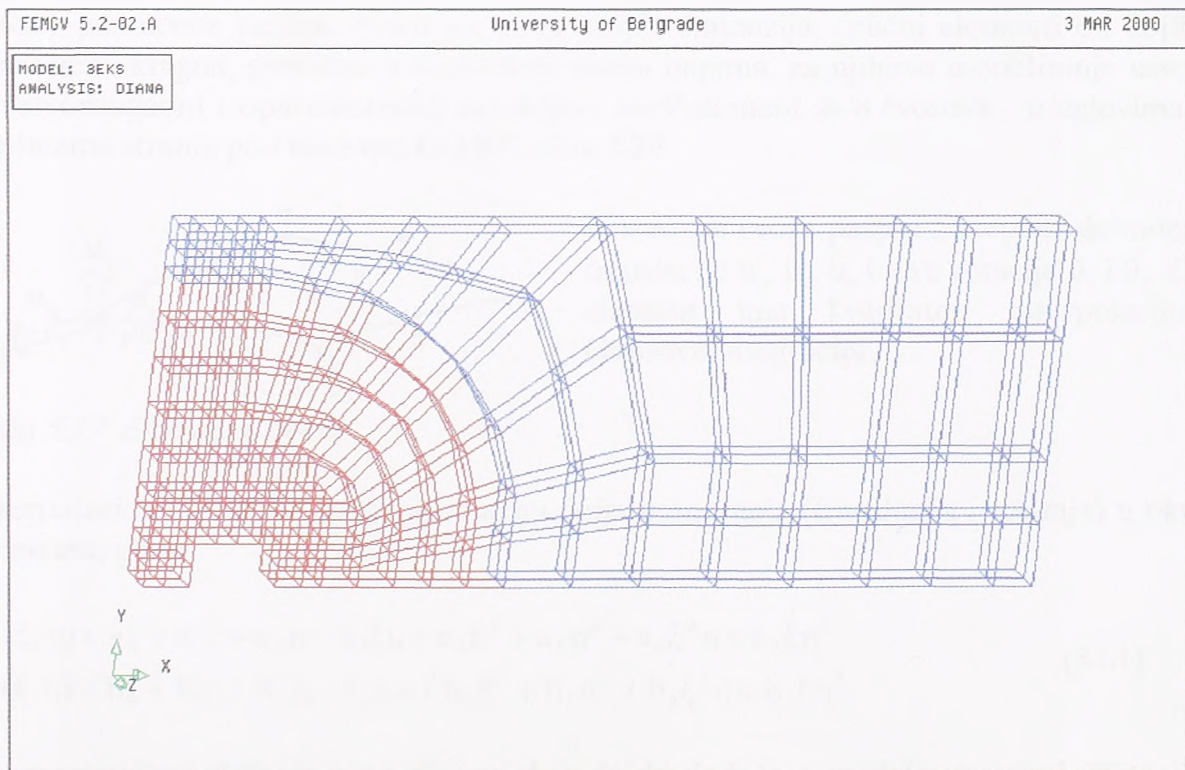
$$\begin{aligned}
 u_i(\xi, \eta, \zeta) = & a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta + a_6\xi\zeta + a_7\xi^2 \\
 & + a_8\eta^2 + a_9\zeta^2 + a_{10}\xi\eta\zeta + a_{11}\xi^2\eta + a_{12}\xi^2\zeta + a_{13}\xi\eta^2 \\
 & + a_{14}\xi\zeta^2 + a_{15}\eta^2\zeta + a_{16}\eta\zeta^2 + a_{17}\xi^2\eta\zeta + a_{18}\xi\eta^2\zeta + a_{19}\xi\eta\zeta^2
 \end{aligned}
 \tag{5.60}$$



Slika 5.14 Element CHX60

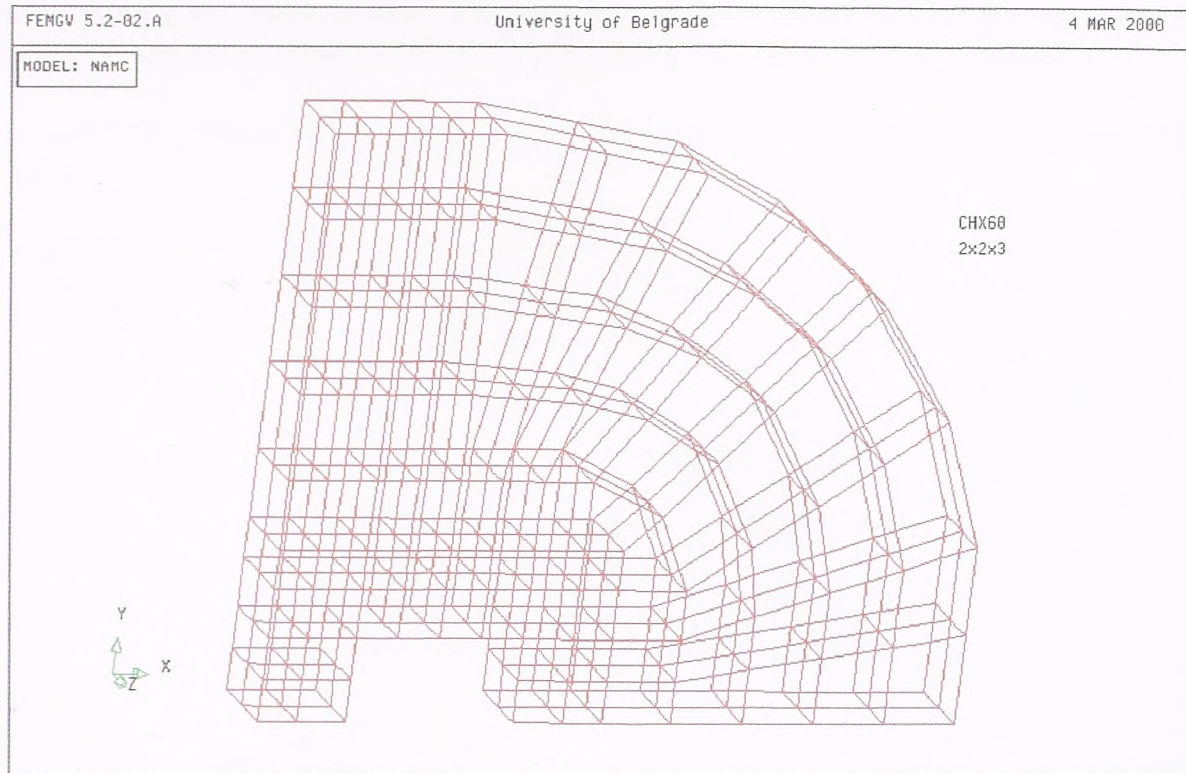
To znači da je u pravougaonom solid elementu raspodela napona i dilatacija sledeća: napon σ_{xx} i dilatacija ϵ_{xx} se menjaju linearno u pravcu x-ose, i kvadratno u pravcu y i z-ose; napon σ_{yy} i dilatacija ϵ_{yy} se menjaju linearno u pravcu y-ose, i kvadratno u pravcu x i z-ose, i napon σ_{zz} i dilatacija ϵ_{zz} se menjaju linearno u pravcu z-ose, i kvadratno u pravcu x i y-ose. Najčešće se koristi shema 2x2x2 za Gausovu integraciju, a za posebne probleme može i shema 3x3x3.

Sa ovako usvojenim konačnim elementima za beton, napravljena je mreža konačnih elemenata, slika 5.15. Po visini, odnosno debljini ploče, postoje dva reda konačnih elemenata. U delu ploče oko otvora za stub, gde se očekuju koncentracije napona, usvojena je gušća mreža, tako da su elementi u kritičnoj zoni prosečno veličine 10cmx10cmx9cm. Za ove konačne elemente usvojena shema Gausove integracije je 2x2x3 (3 tačke po visini ploče da bi se poboljšao kvalitet integracije), slika 5.16. U preostalom delu modela, mreža je ređa, i u ovim konačnim elementima shema Gausove integracije je 2x2x2.



Slika 5.15 Mreža konačnih elemenata u betonu

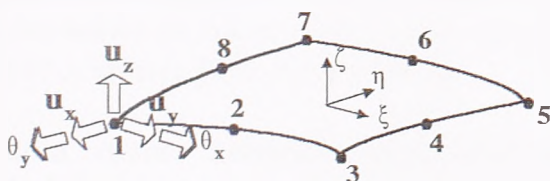
Na slici 5.16 prikazan je uvećano deo ploče koji je modeliran gušćom mrežom i sa konačnim elementima kojima je zadata shema Gausove integracije 2x2x3.



Slika 5.16 Progušćena mreža konačnih elemenata u zoni oko otvora za stub

• čelična "kragna"

Ovaj element bitno utiče na nosivost ploče na probijanje i njegovom modeliranju je takođe posvećena pažnja. Pošto su, zbog svojih dimenzija, čelični elementi od kojih je sastavljena kragna, pretežno u dvoosnom stanju napona, za njihovo modeliranje usvojen je četvorougao izoparametarski zakrivljeni *shell* element sa 8 čvorova - u uglovima i u sredinama strana, pod nazivom CQ40S, slika 5.17.



U svakom čvoru postoji 5 stepeni slobode: tri translacije u_x, u_y, u_z i dve rotacije θ_x i θ_y . Ovaj element ima kvadratnu interpolaciju i Gausovu integraciju.

Slika 5.17 Element CQ40S

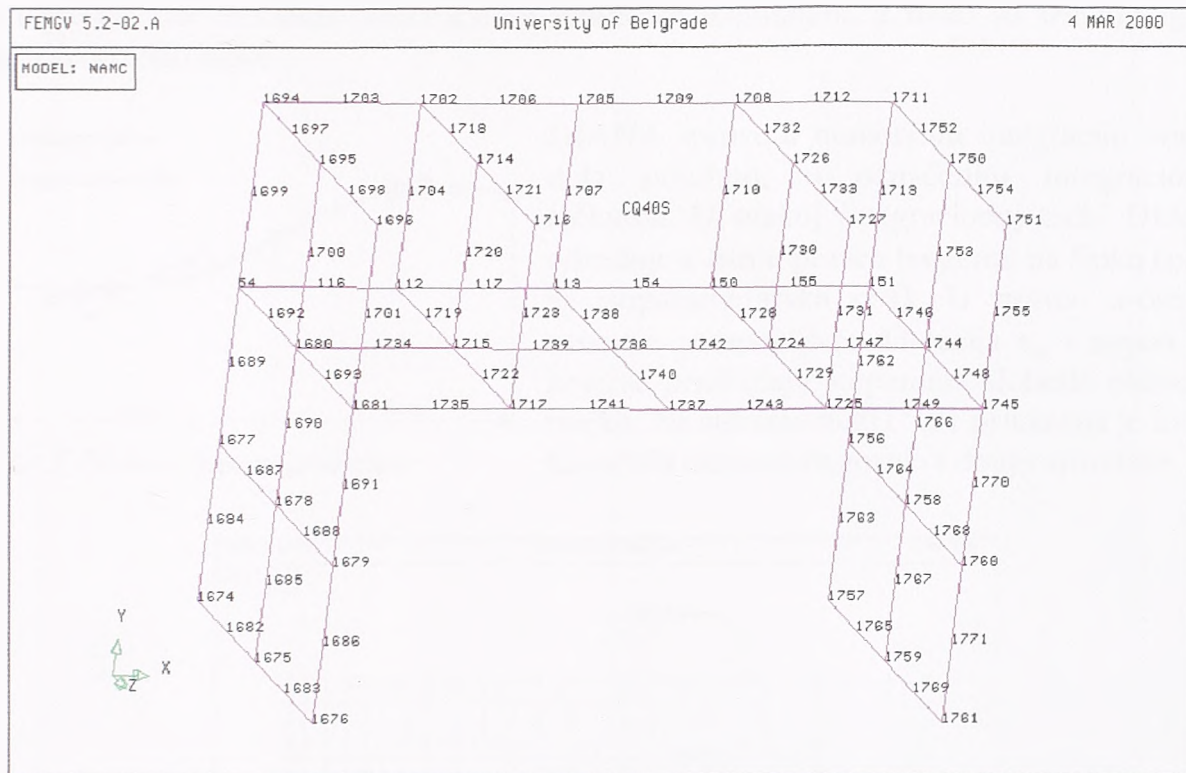
Interpolacione funkcije za aproksimaciju polja pomeranja (translacija i rotacija) u okviru elementa, glase

$$\begin{aligned} u_i(\xi, \eta) &= a_0 + a_1\xi + a_2\eta - a_3\xi\eta + a_4\xi^2 + a_5\eta^2 + a_6\xi^2\eta + a_7\xi\eta^2 \\ \theta_i(\xi, \eta) &= b_0 + b_1\xi + b_2\eta - b_3\xi\eta + b_4\xi^2 + b_5\eta^2 + b_6\xi^2\eta + b_7\xi\eta^2 \end{aligned} \quad (5.61)$$

Za pravougaoni element ovi polinomi dovode do sledeće raspodele napona i dilatacija u okviru površine elementa: dilatacija ϵ_{xx} , krivina k_{xx} , momenat m_{xx} , membranska sila n_{xx} i smičuća sila q_{zx} se menjaju linearno u pravcu x-ose i kvadratno u pravcu y-ose; dilatacija ϵ_{yy} , krivina k_{yy} , momenat m_{yy} , membranska sila n_{yy} i smičuća sila q_{yz} se menjaju linearno u

pravcu y-ose i kvadratno u pravcu x-ose. Elementat može biti konstantne ili promenljive debljine. Uobičajena shema Gausove integracije je 2x2, i ovde je takva usvojena.

Na slici 5.18 prikazana je mreža konačnih elemenata CQ40S kojima je modelirana "kragna".



Slika 5.18 Mreža konačnih elementa "kragne" sa oznakama čvorova

Da se kragna ne bi ponašala kao telo potpuno odvojeno od betonske ploče, čvorovi pojedinih konačnih elemenata kragne povezani su sa odgovarajućim čvorovima betona, tako što su im izjednačena vertikalna pomeranja (čvorovi na liniji 54-151, na liniji 1694-1711 i čvorovi 1699, 1707 i 1713).

Istom vrstom konačnih elemenata modeliran je i čelični podmetač ispod zatege. Modeliranje i ovog elementa je bilo neophodno da bi se sprečila pojava naponskih špiceva ispod koncentrisane sile u zatezi, koja bi mogla da dovede do loma na mestu gde se on u eksperimentalnom ispitivanju nije desio.

• **armatura**

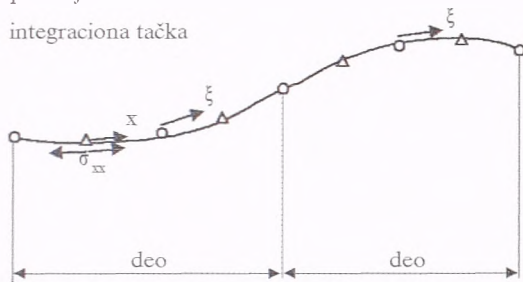
U numeričkom modelu korišćena je opcija ugrađene ("embedded") armature, što podrazumeva sledeće:

- armatura je ugrađena u konačni element, tzv. element majku,
- armatura nema sopstvene stepene slobode,
- dilatacije u armaturi se sračunavaju iz polja pomeranja elementa majke, što znači da se podrazumeva potpuno prijanjanje između armature i okolnog materijala. Moguće je opcijom NOBOND potpuno isključiti prijanjanje između čelika i betona, a ukoliko se želi modelirati prijanjanje, potrebno je armaturu modelirati posebnim *truss* elementima i povezati *interface* elementima sa okolnim materijalom. Pošto modeliranje veze između

armature i betona nije predmet ovog ispitivanja, korišćena je opcija ugrađene armature sa potpunim prijanjanjem.

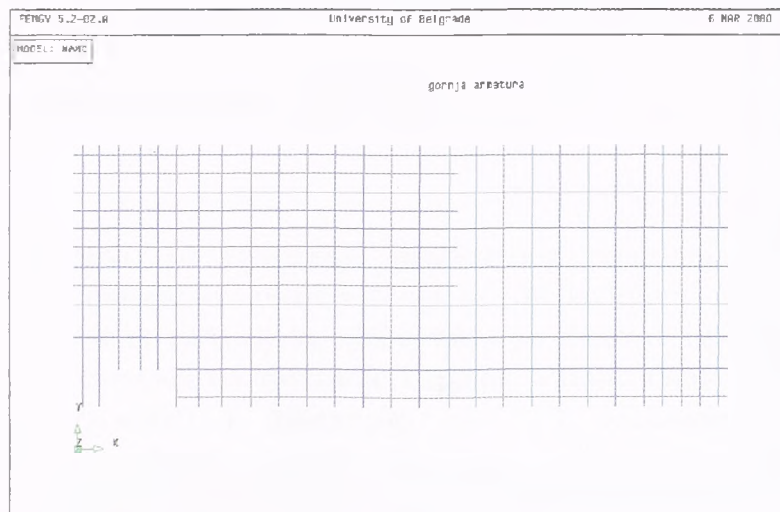
Armatura se modelira elementom pod nazivom *bar* (šipka). Ukupna dužina šipke armature se deli na nekoliko *delova*, slika 5.19. Po definiciji, svaki deo mora biti unutar elementa majke. *Položajne tačke* definišu položaj delova u modelu, pri čemu su neke od njih presek *bar* elementa armature sa granicom elemenata, a neke su između njih i definišu krivinu šipke.

- položajna tačka
- △ integraciona tačka

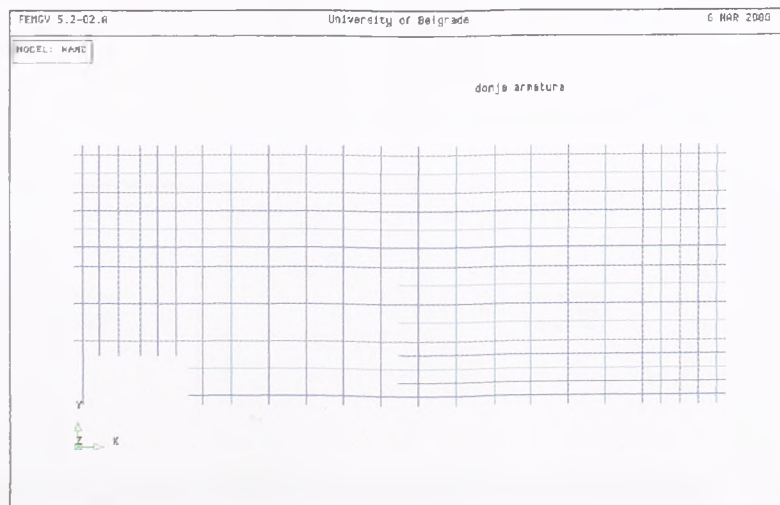


Slika 5.19 Bar element armature

DIANA sprovodi numeričku integraciju svakog dela posebno, u označenim integracionim tačkama. U svakoj integracionoj tački DIANA određuje x-osu u pravcu tangente na šipku (osa ξ je izoparametarska osa). U pravcu x-ose su osnovne promenljive: dilatacija ϵ_{xx} i napon σ_{xx} , koje se pridružuju stepenima slobode elementa majke. Na slikama 5.20 i 5.21 prikazana je mreža konačnih elemenata gornje i donje armature.

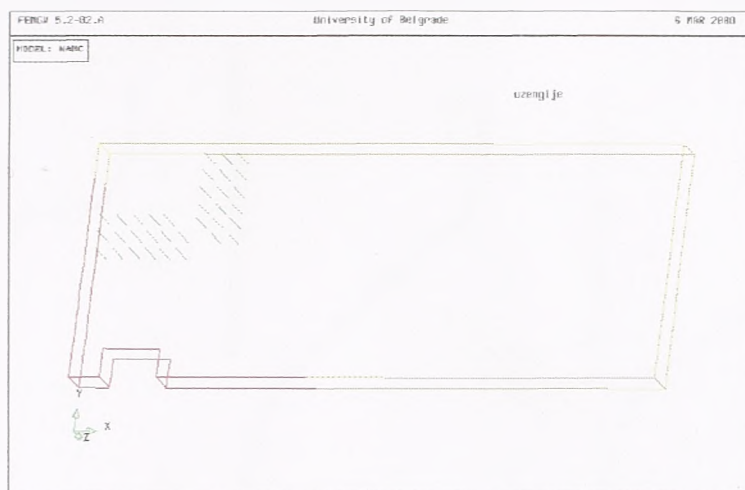


Slika 5.20 Mreža konačnih elemenata gornje armature (bar elementi)



Slika 5.21 Mreža konačnih elemenata donje armature (bar elementi)

Istom vrstom konačnih elemenata modelirane su uzengije u zoni ploče ispod zatege i mreža *bar* elemenata uzengija je prikazana na sl.5.22.



Slika 5.22 Mreža konačnih elemenata uzengija i njen položaj u modelu

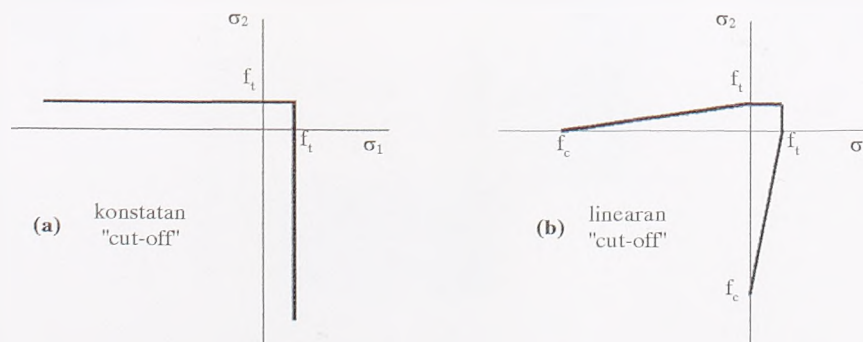
Sva prethodno nezategnuta armatura (gornja, donja mreža i uzengije) modelirana je sa svojim tačnim položajem u modelu i odgovarajućom površinom poprečnog preseka.

5.3.2 Modeliranje karakteristika materijala

Beton

Kao što je već rečeno, za opisivanje nelinearnog ponašanja betona izabran je neasocijativni Mohr-Coulomb-ov uslov tečenja sa "dilatacionim" zakonom ojačanja. Sa merenim karakteristikama materijala, dobijenim na osnovu ispitivanja probnih tela (čvrstoća na pritisak, čvrstoća na zatezanje i moduo elastičnosti) i usvojenim uglovima unutrašnjeg trenja ($\varphi=30^\circ$) i dilatancije ($\psi=10^\circ$), sračunate se sve potrebne karakteristike kako je to pokazano u poglavlju 5.2.1.1 i prikazane u tabeli 1. Pri tome je za oblik dijagrama σ - ε usvojen dijagram koji predlaže Evrokod 2 /42/ za nelinearnu analizu sa dodatom silaznom granom.

Što se tiče ponašanja betona u oblasti zatezanja, usvojen je kriterijum linearnog "tension cut-off-a", koji je prikazan na sl.5.23 (b), za dvoosno stanje napona.



Slika 5.23 Kriterijumi "tension cut-off"-a u dvoosnom stanju napona

Za čvrstoću na pritisak f_c i čvrstoću na zatezanje f_t betona usvojene su merene veličine.

MOHR-COULOMB USLOV PLASTIČNOSTI /N/mm2/

$f_{ck} = 35.2$
 $f_{cm} = 43.2$
 $E_{cm} = 33330$
 $\epsilon_{cl} = 2.20E-03$
 $\epsilon_{cu} = 3.00E-03$
 $\phi = 30.0$
 $\psi = 10.0$
 $f_{ctm} = 3.22$
 $k = 1.867$
 $\sin \phi = 0.5$
 $\sin \psi = 0.173648$

$\epsilon_c / \epsilon_{cl}$	ϵ_c	σ_c	ϵ_p	σ	k	c
0	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00	0	0
0.236	5.18E-04	17.28	0.00E+00	17.28	0	4.988
0.400	8.80E-04	26.77	7.67E-05	26.77	1.09E-04	7.729
0.500	1.10E-03	31.63	1.51E-04	31.63	2.14E-04	9.131
0.650	1.43E-03	37.41	3.08E-04	37.41	4.36E-04	10.799
0.850	1.87E-03	42.10	6.07E-04	42.10	8.61E-04	12.154
1.000	2.20E-03	43.20	9.04E-04	43.20	1.28E-03	12.471
1.150	2.53E-03	42.05	1.27E-03	42.05	1.80E-03	12.140
1.250	2.75E-03	39.96	1.55E-03	39.96	2.20E-03	11.536
1.364	3.00E-03	36.22	1.91E-03	36.22	2.71E-03	10.457
	3.50E-03	3.60	3.39E-03	3.60	4.81E-03	1.039
	4.00E-03	0.00	4.00E-03	0.00	5.67E-03	0
	4.50E-03	0.00	4.50E-03	0.00	6.38E-03	0

$$k = 2 \frac{\sqrt{\frac{1}{3} * (1 + \sin^2 \psi)}}{1 - \sin \psi} \epsilon_p = 1.418258 * \epsilon_p$$

$$c = \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \sigma_c = 0.288675 * \sigma_c$$

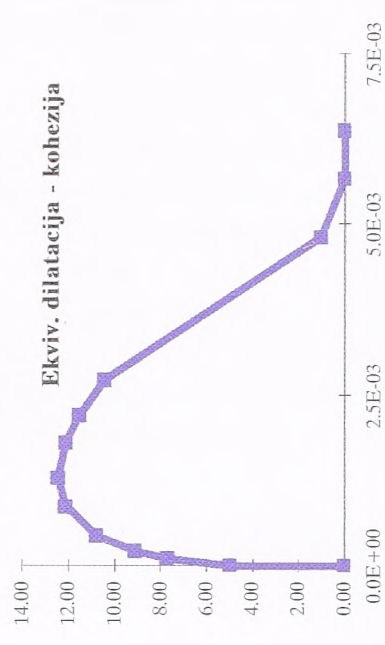
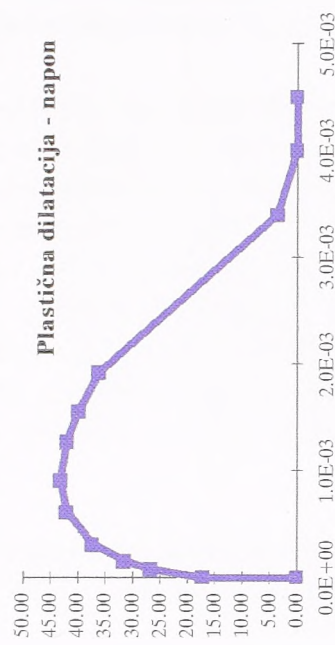
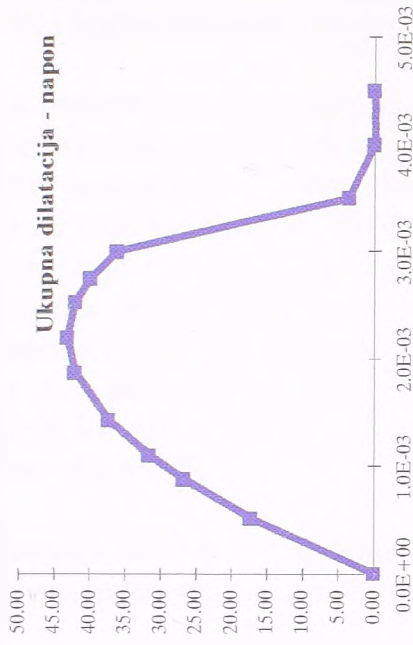


Tabela 1. Karakteristike betona

Pored definisanja čvrstoće na zatezanje betona, za formulisanje kriterijuma za otvaranje prslina potrebno je još propisati i veličinu ugla između postojeće i nove prsline čijim prekoračenjem nastaju uslovi za formiranje nove prsline. Usvojeno je da taj ugao iznosi 30° , i kad su istovremeno ispunjena oba uslova, dolazi do otvaranja nove prsline.

Za modeliranje ponašanja betona pri zatezanju takođe je važno odabrati odgovarajuću vezu između napona i dilatacija u prslini, tj. "tension softening" relaciju, poglavlje 5.2.2.1. Ovaj parametar je u numeričkoj analizi eksperimentalnog ispitivanja variran i analizirana su tri različita modela. Model, koji će biti označen kao MC0, u kome je usvojeno krto ponašanje betona pri zatezanju (pad napona u prslini na nulu u trenutku dostizanja čvrstoće na zatezanje), slika 5.6. Model MC1, u kome je usvojena linearna veza između napona i dilatacija u prslini, slika 5.7. I model MC10, u kome je u zoni ploče oko otvora za stub prikazanoj na slici 5.16 usvojeno krto ponašanje betona, a u preostalom delu ploče linearno omekšanje. Rezultati numeričke analize sva tri modela biće prikazani u nastavku teksta.

Zaostala nosivost na smicanje u prslini je modelirana kao konstantna (poglavlje 5.2.2.2), sa vrednošću β faktora od 0.05, što se smatra realnom vrednošću.

Čelik

Ponašanje čelika armature i uzengija, "kragne" i podmetača modelirano je Von-Mises-ovim uslovom tečenja, sa "radnim" ojačanjem, poglavlje 5.2.1.2. Za čelik armature i uzengija usvojen je napon na granici tečenja od 400 MPa i ekvivalentna plastična dilatacija k jednaka nuli, a čvrstoća na zatezanje 500 MPa i ekvivalentna plastična dilatacija k kojoj je data velika vrednost, tako da nagib dijagrama ojačanja bude blizak nuli. Za čelik kragne i podmetača usvojena je granica tečenja od 300 MPa i čvrstoća na zatezanje od 360 MPa.

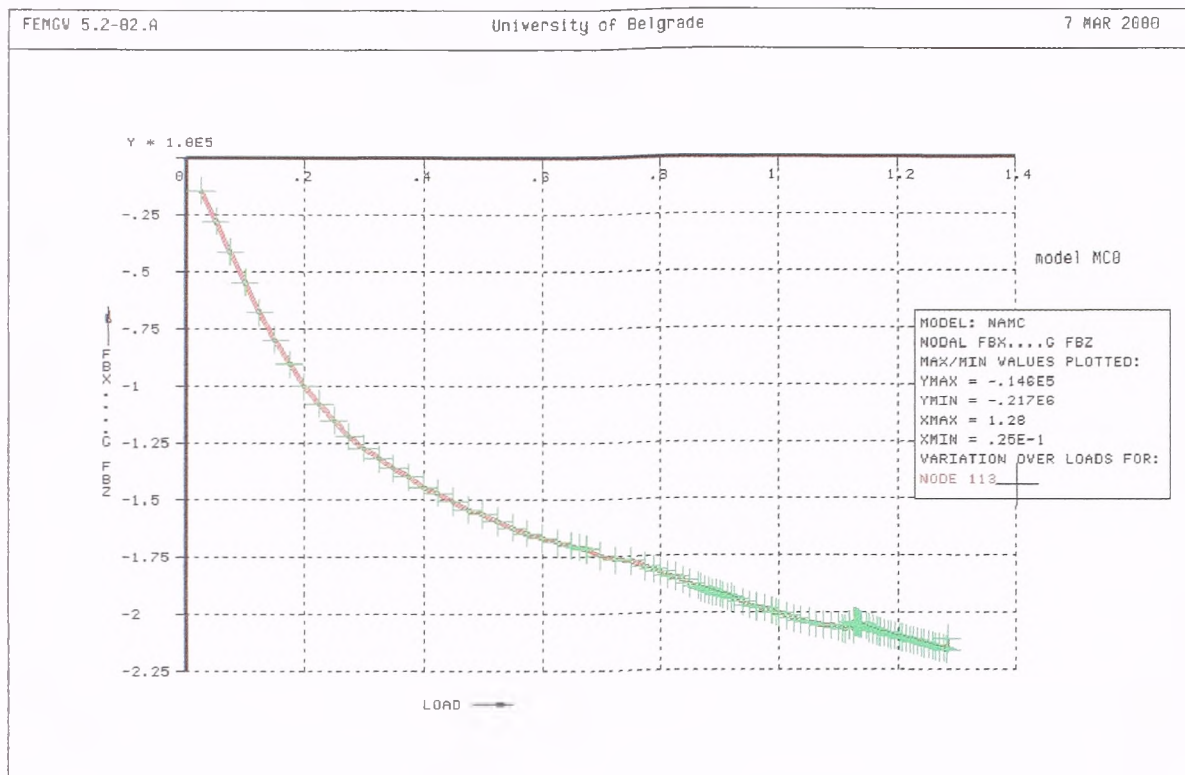
5.4 Rezultati numeričke analize

5.4.1 Model MC0

Kao što je već rečeno, u ovom modelu usvojeno je krto ponašanje betona pri zatezanju, i pri svim ostalim istim karakteristikama, u ovom modelu treba da se dobije najmanja sila loma.

Mereno pomeranje modela S3 u trenutku loma pri ukupnoj sili na presi od 456 kN (polovina sile 228 kN) iznosilo je, za tačku iznad prese 28.90 mm, a za tačku iznad zatege 16.74 mm. Od ovog pomeranja oduzeto je pomeranje nastalo kao posledica rotacije ploče kao krutog tela (sračunato na osnovu merenja ugiba na mestima oslonaca) i dobijeno je, za tačku iznad prese 24.22 mm, a za tačku iznad zatege 13.45 mm. Ova pomeranja su zadata kao opterećenje.

Na slici 5.24 prikazan je dijagram zavisnosti između sile na presi (polovina sile pošto je polovina modela) i pomeranja tačke iznad prese. Na apscisi je naneto pomeranje ove tačke u odnosu na zadato, a na ordinati odgovarajuća sila. Krstići na liniji P-u označavaju korake u kojima je vršena analiza.



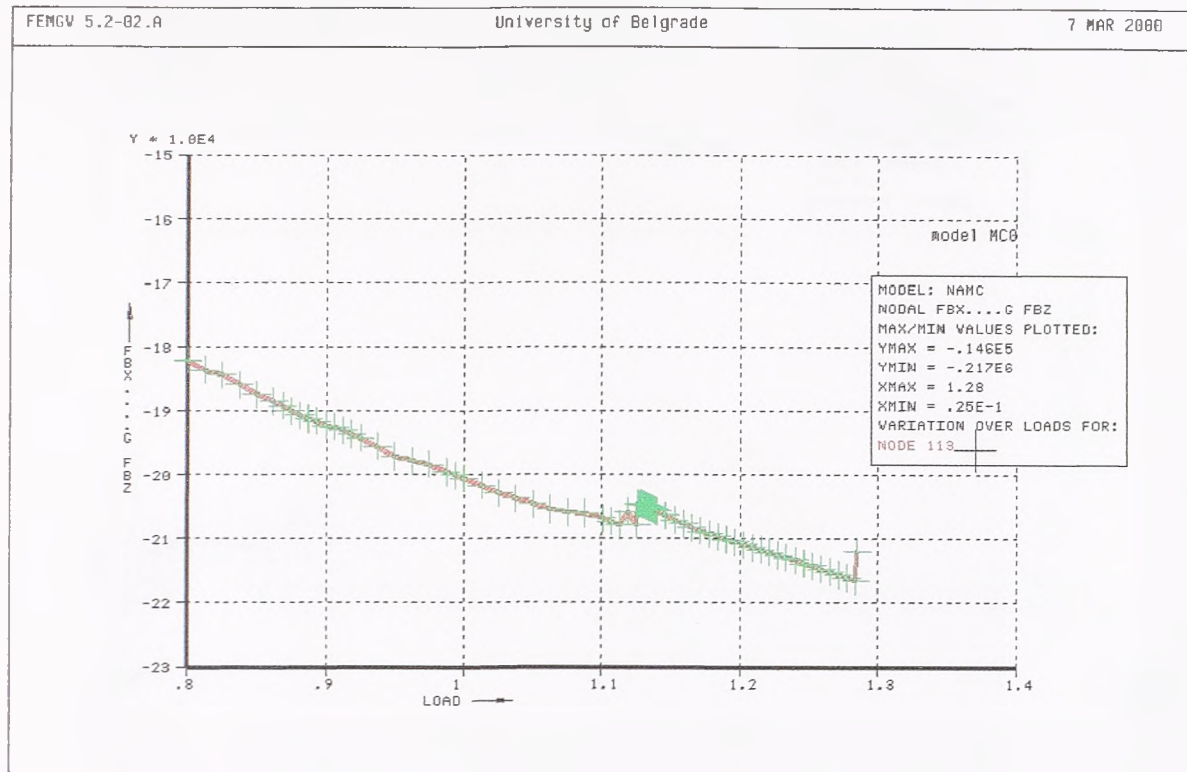
Slika 5.24 Dijagram sila-pomeranje za tačku iznad prese, model MC0

Procedura numeričkog rešavanja zavisi od fizike problema. Dok je ponašanje materijala približno linearno, prsline tek počinju da se otvaraju, moguća je primena Newton-Raphson-ovog tipa metoda sa većim korakom (inkrementom). U stanjima velikih napreznjanja u materijalu (plastično tečenje, veliki broj prslina), Newton-Raphson metode sa većim korakom ne dovode do konvergencije, i mora se ili smanjivati korak, ili menjati numerička metoda, ili i jedno i drugo.

Do nivoa opterećenja od oko 0.7 od zadatog pomeranja, numerička analiza je sprovedena primenom modifikovane Newton-Raphson-ove metode, sa korakom od 0.025, i sa maksimalnim brojem iteracija 50. Nakon toga, ova metoda sa korakom od 0.025 ne dovodi do konvergencije, pa se smanjuje korak na 0.0125, a na pojedinim delovima P-u dijagrama Newton-Raphson-ove metode ne dovode do konvergencije ni sa jako malim korakom. U tim slučajevima, jedina metoda koja je dovođila do konvergencije bila je linearna metoda.

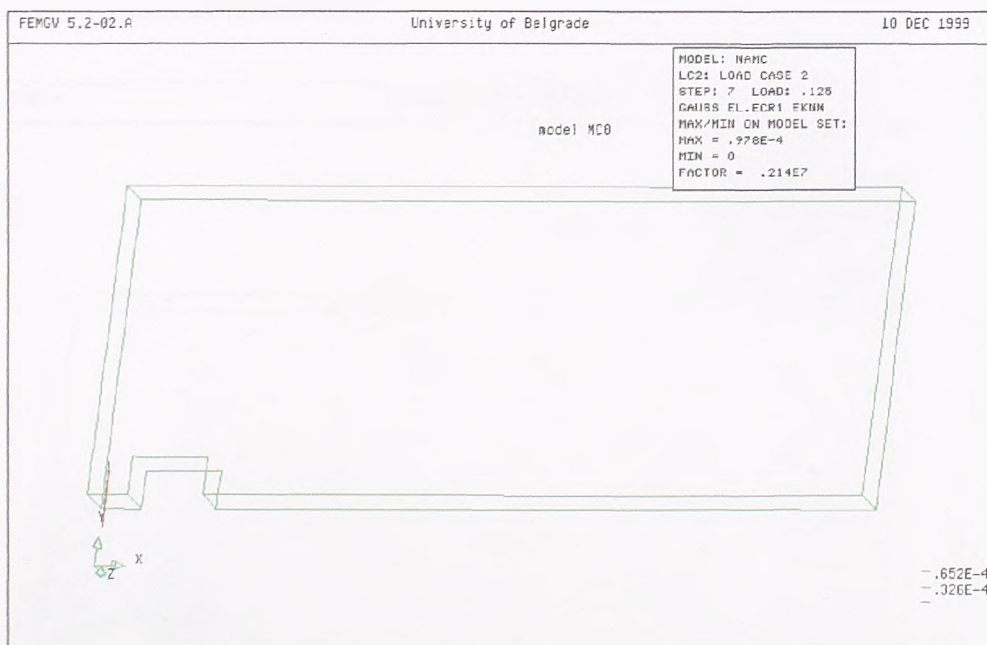
Na slici 5.25 prikazan je uvećano samo deo P-u dijagrama od 0.8 od zadatog pomeranja do loma. Može se primetiti da pri sili od oko 210 kN (polovina sile) i pri nivou pomeranja od oko 1.13 od zadatog pomeranja dolazi do "poremećaja", malog pada sile, i ovoj zoni jedino linearna metoda sa jako malim korakom (0.001) je davala konvergenciju. Nakon ove oblasti, sistem se "oporavlja", prima dodatak sile do nivoa od 217 kN (u ovoj zoni takođe jedino linearna metoda konvergira), i na nivou od 1.28 od zadatog pomeranja i odgovarajuće sile od 217 kN dolazi do loma. To znači da se više nijednom metodom i ni sa jednim korakom ne može nastaviti proračun, odnosno sve numeričke metode dovode do divergencije.

Ovom analizom je dobijena sila loma $217 \times 2 = 434$ kN (merena 456 kN) pri pomeranju tačke iznad prese od $1.28 \times 24.22 = 31.0$ mm (ukupno mereno pomeranje 28.9 mm).



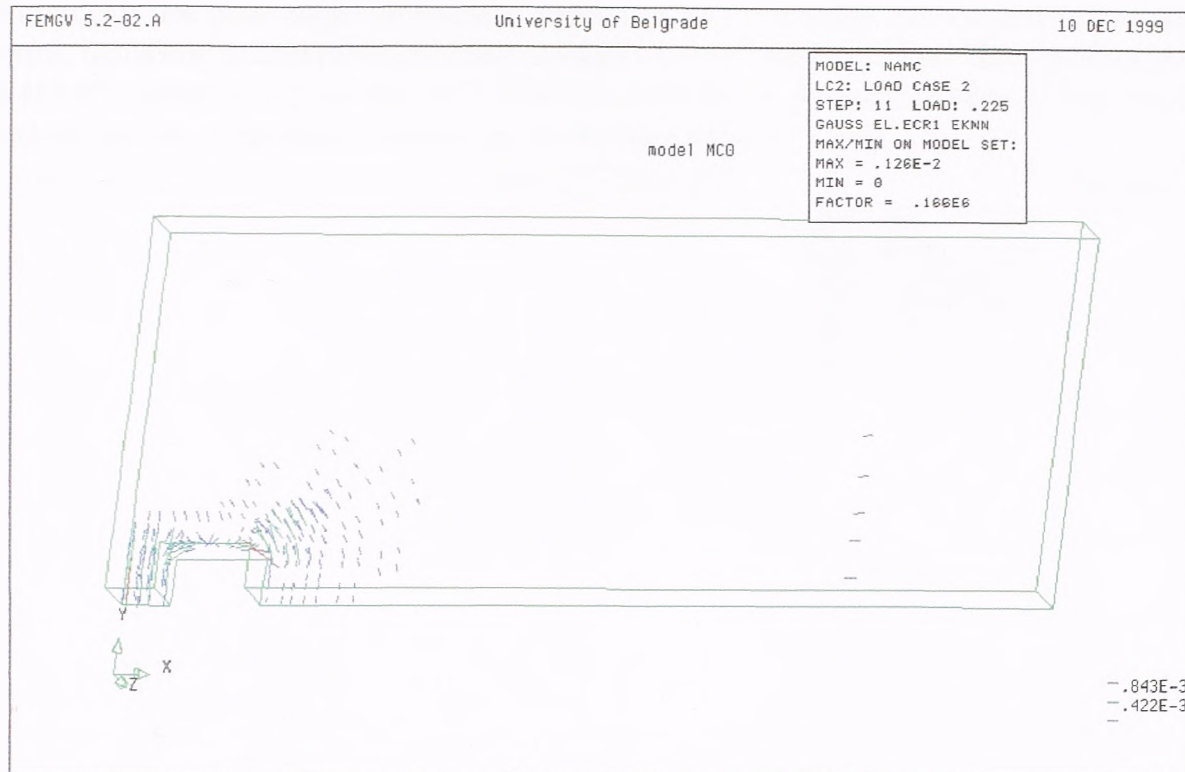
Slika 5.25 Deo dijagrama sila-pomeranje od 0.8 od zadatog pomeranja do loma

Na sledećim slikama biće prikazan razvoj slike prslina na određenim nivoima opterećenja. Na njima je vektorski prikazana dilatacija u prslinama u pravcu upravnom na prslinu (ϵ_{nn}), tako da su prsline u stvari upravne na nacrtane pravce dilatacija.



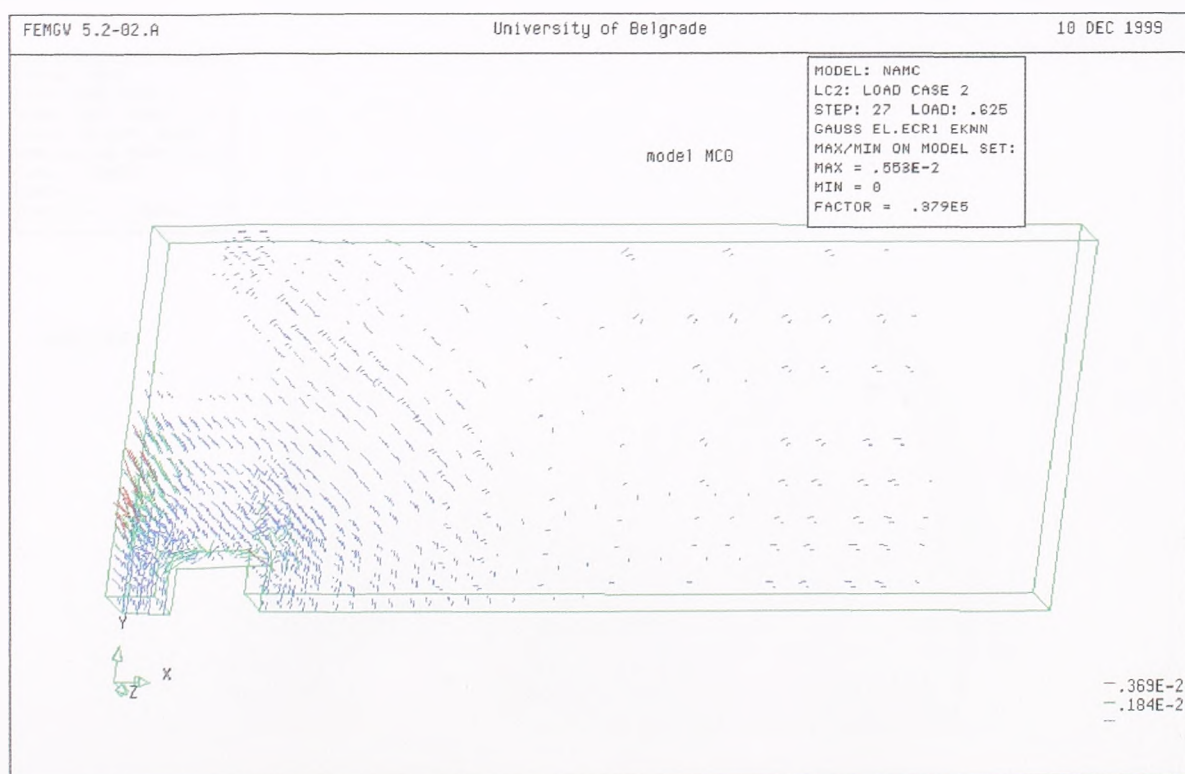
Slika 5.26 Slika prslina pri sili na presi od 136 kN (ukupna sila)

Pri opterećenju od 136 kN na presi prsline tek počinju da se otvaraju, dok pri opterećenju od 216 kN na presi prsline se razvijaju u široj zoni oko otvora za stub i pojavljuju se prve prsline u donjoj zoni na mestu uklještenja, slika 5.27.



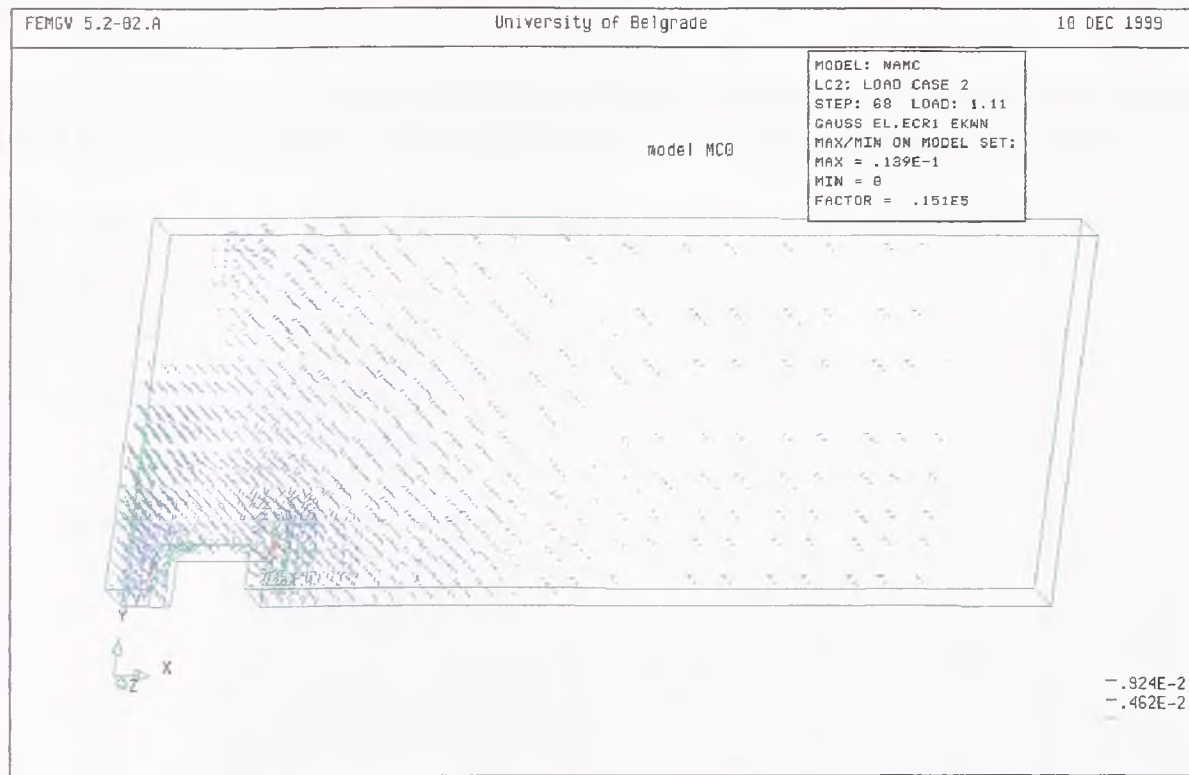
Slika 5.27 Slika prslina pri sili na presi od 216 kN (ukupna sila)

Slika prslina pri sili od 336 kN prikazana je na slici 5.28. Može se primetiti da su najveće dilatacije (označene crvenom bojom), a to znači prsline najveće širine, skoncentrisane na spoljnoj ivici ploče i u unutrašnjem uglu otvora za stub, pri čemu su ove poslednje unutrašnje, pod određenim uglom u odnosu na ravan ploče. Nagoveštaj ovakvog razvoja prslina može se videti i na slici 5.27.



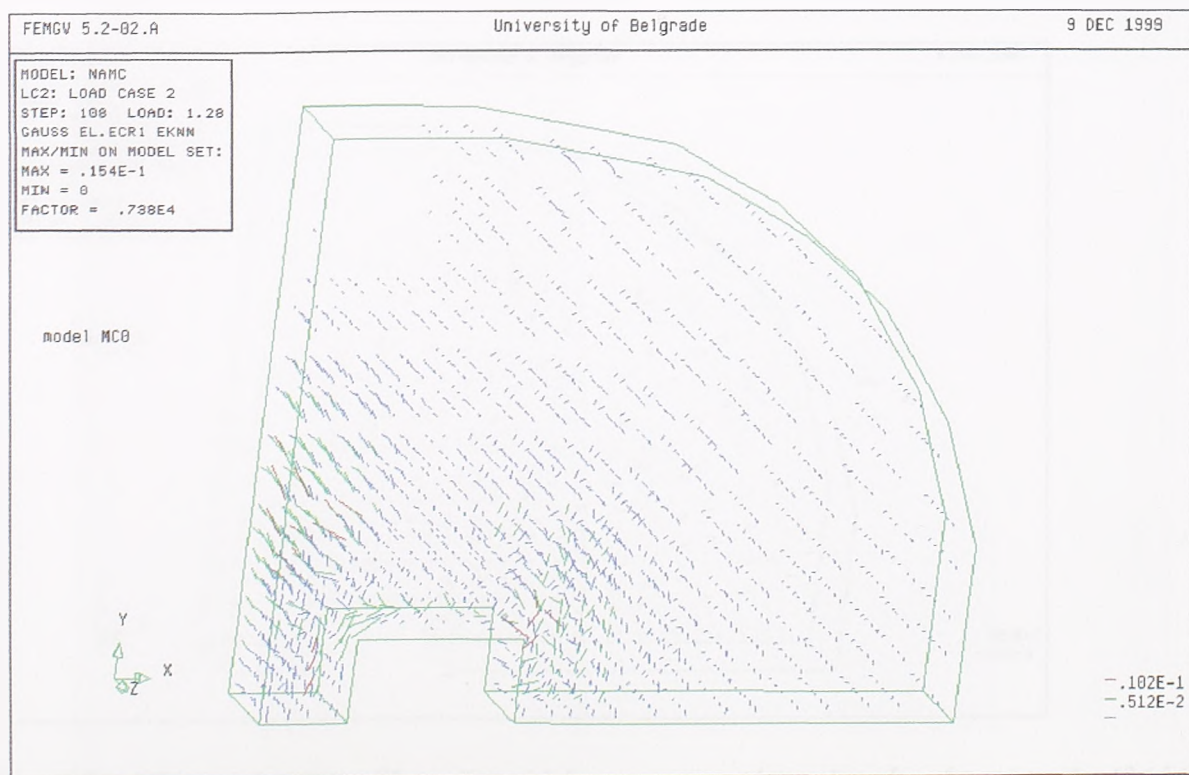
Slika 5.28 Slika prslina pri sili na presi od 336 kN (ukupna sila)

Između ove dve zone najvećih prslina, pojavljuju se i izraženije prsline duž bočne strane otvora, označene zelenom bojom, koje spajaju ove dve kritične zone. Slika prslina pri sili od 416 kN prikazana je na slici 5.29. Kritična zona širi se po celom obimu otvora za stub, izražene prsline pojavljuju se sada i na unutrašnjoj strani otvora.



Slika 5.29 Slika prslina pri sili na presi od 416 kN (ukupna sila)

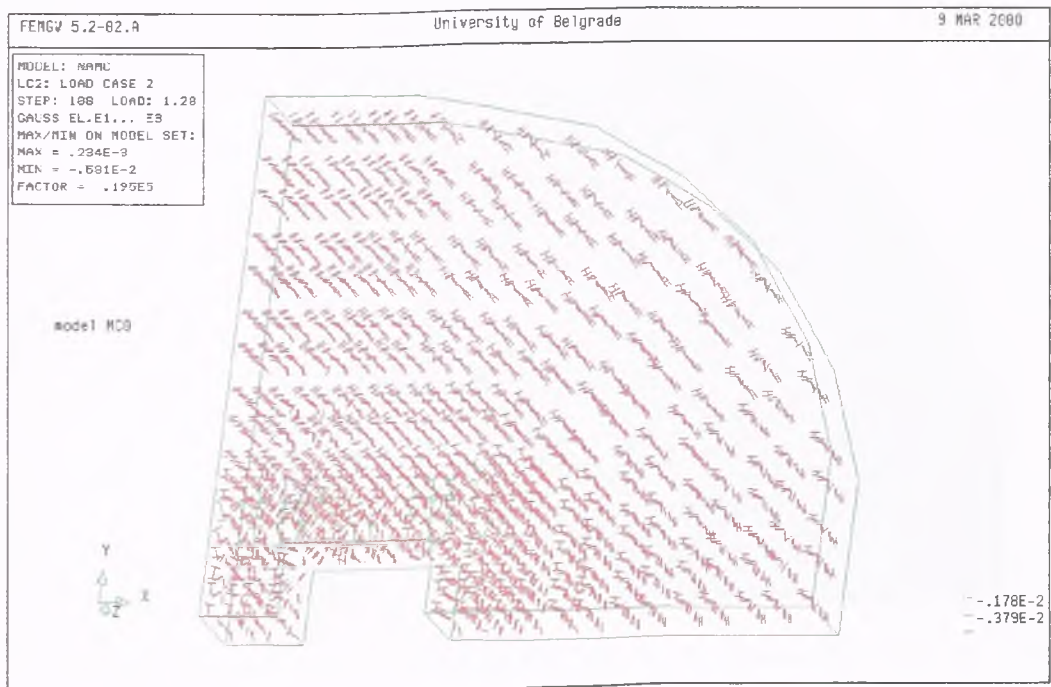
I konačno, slika prslina u trenutku loma - sila na presi od 434 kN, prikazana je uvećano na slici 5.30.



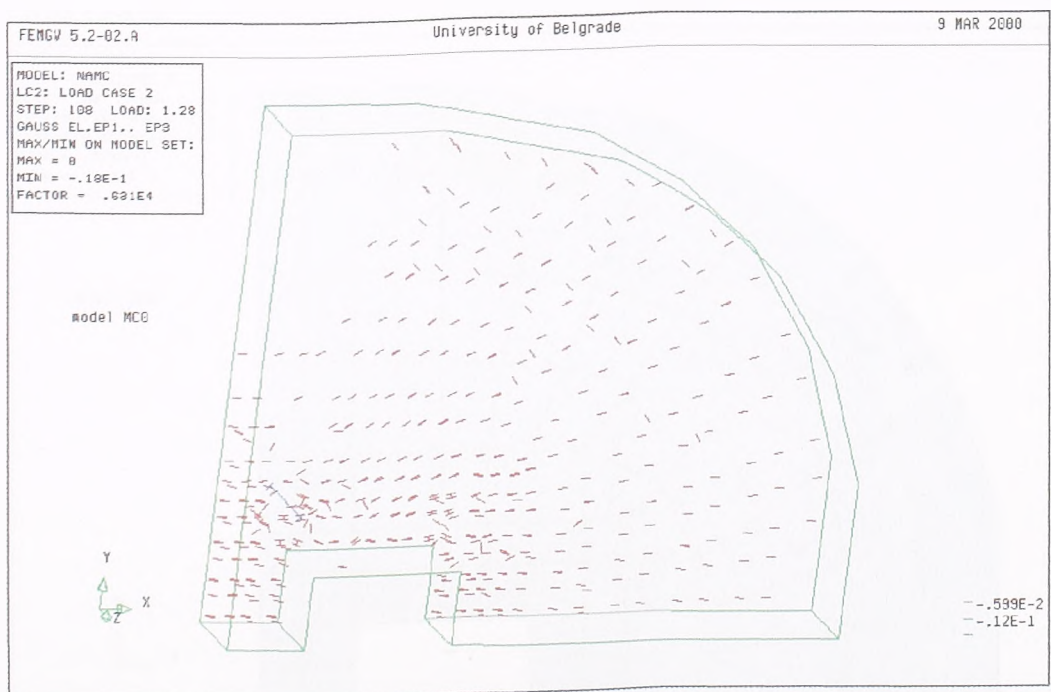
Slika 5.30 Slika prslina u trenutku loma - sila na presi 434 kN (ukupna sila)

Očigledno je da prsline nisu ravnomerno raspoređene po obimu otvora za stub, odnosno čelične "kragne", već da su najveće skoncentrisane na spoljnoj ivici ploče i u unutrašnjim uglovima otvora. To je konstatovano i u samom eksperimentu, jer se lom desio prolomom u unutrašnjim uglovima otvora i pojavom gotovo horizontalne pukotine na spoljnoj ivici ploče.

Na slici 5.31 prikazane su vektorski glavne dilatacije pritiska ϵ_3 u zoni ploče oko otvora, a na slici 5.32 glavne plastične dilatacije pritiska ϵ_{p3} , obe u trenutku računskog loma.

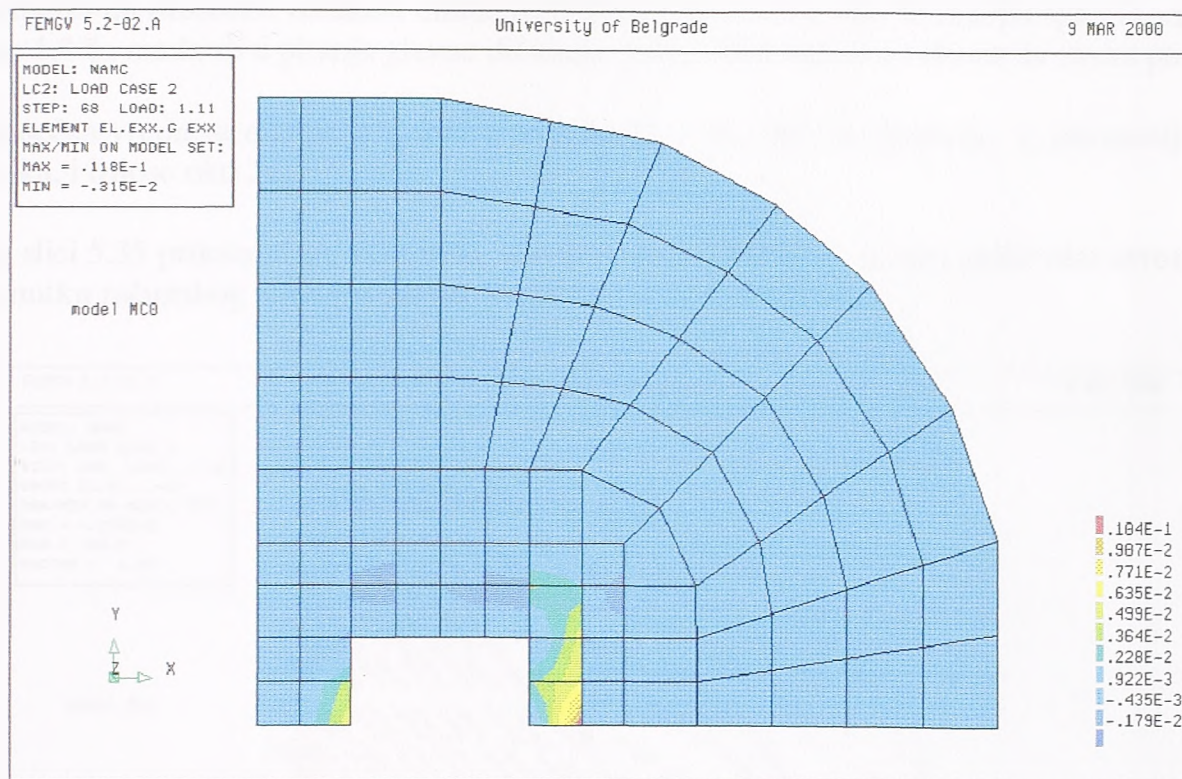


Slika 5.31 Glavne dilatacije pritiska ϵ_3 u trenutku računskog loma - sila 434 kN

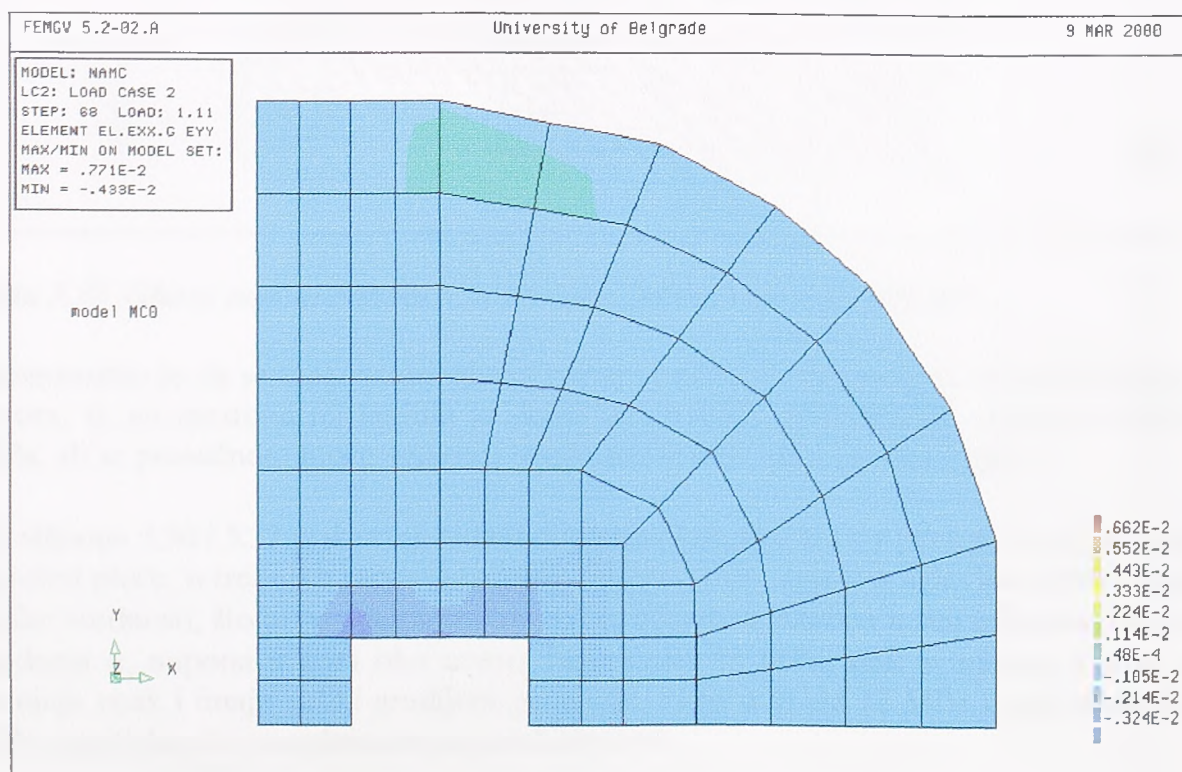


Slika 5.32 Glavne plastične dilatacije pritiska ϵ_{p3} u trenutku računskog loma - sila 434 kN

Radi poređenja sa merenim podacima biće prikazane i komponentalne dilatacije ϵ_x i ϵ_y na donjoj površini ploče pri sili od 416 kN, kada je u eksperimentu izvršeno poslednje merenje dilatacija u betonu. Na slici 5.33 prikazane su komponentalne dilatacije ϵ_x na donjoj površini ploče, a na slici 5.34 prikazane su komponentalne dilatacije ϵ_y na donjoj površini ploče.



Slika 5.33 Komponentalne dilatacije ϵ_x na donjoj površini ploče - sila 416 kN



Slika 5.34 Komponentalne dilatacije ϵ_y na donjoj površini ploče - sila 416 kN

Sa prethodnih slika uočljivo je da se maksimalne glavne dilatacije pritiska i maksimalne glavne plastične dilatacije javljaju na istom mestu, ali to nije mesto gde je u eksperimentu došlo do proboja (unutrašnji ugao otvora). Pored ostalih činjenica koje ukazuju na to da lom nastaje cepanjem betona (stvarna figura loma, merene dilatacije betona) i ovo ukazuje da lom ne nastaje "mrvljenjem" betona pri visokim dilatacijama u pritisnutom betonu, već kada glavni napon zatezanja prekorači čvrstoću na zatezanje. Takođe treba primetiti da prosečna vrednost dilatacija betona (slika 5.31), ako se izuzmu špicevi, iznosi oko 1.8 %, mada su u pitanju glavne dilatacije pod nekim uglom u odnosu na ravan ploče.

Prosečna vrednost dilatacija ϵ_y iznosi između 2% i 3%, dok su dilatacije ϵ_x promenljivog znaka, i iznose oko 2%.

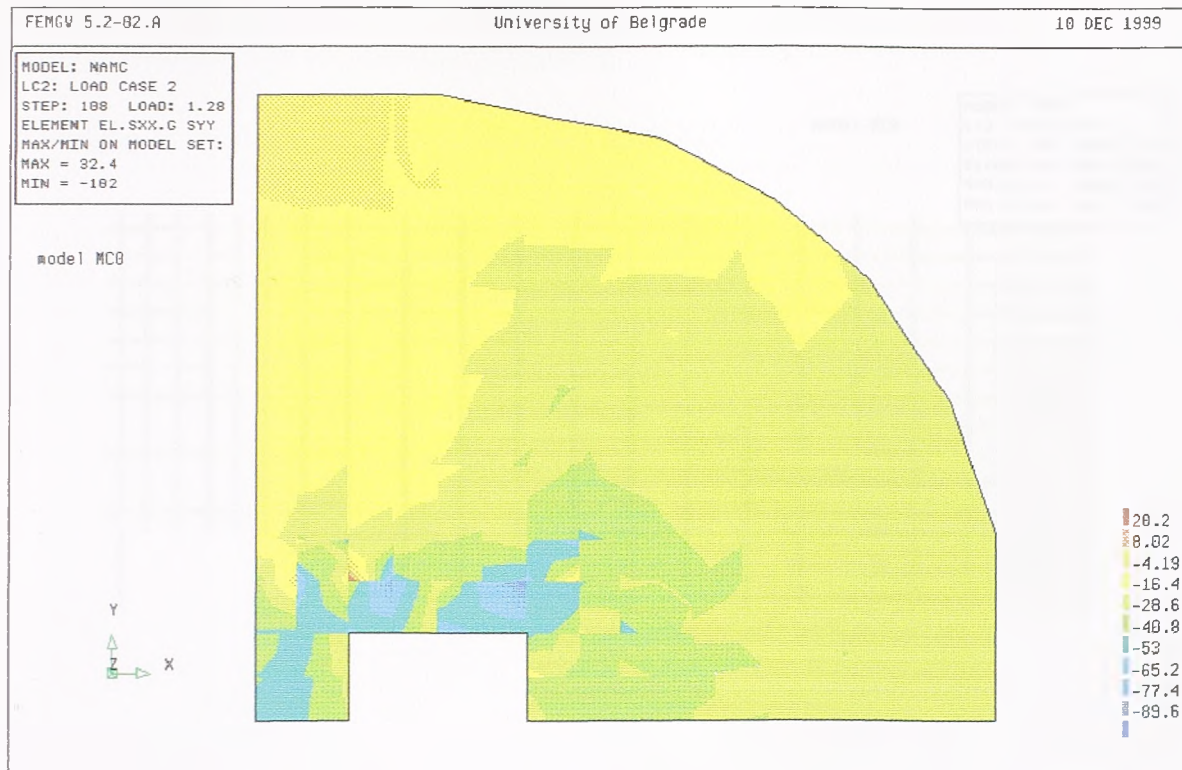
Na slici 5.35 prikazani su, vektorski, glavni naponi pritiska S_3 u zoni ploče oko otvora, u trenutku računskog loma pri sili od 434 kN.



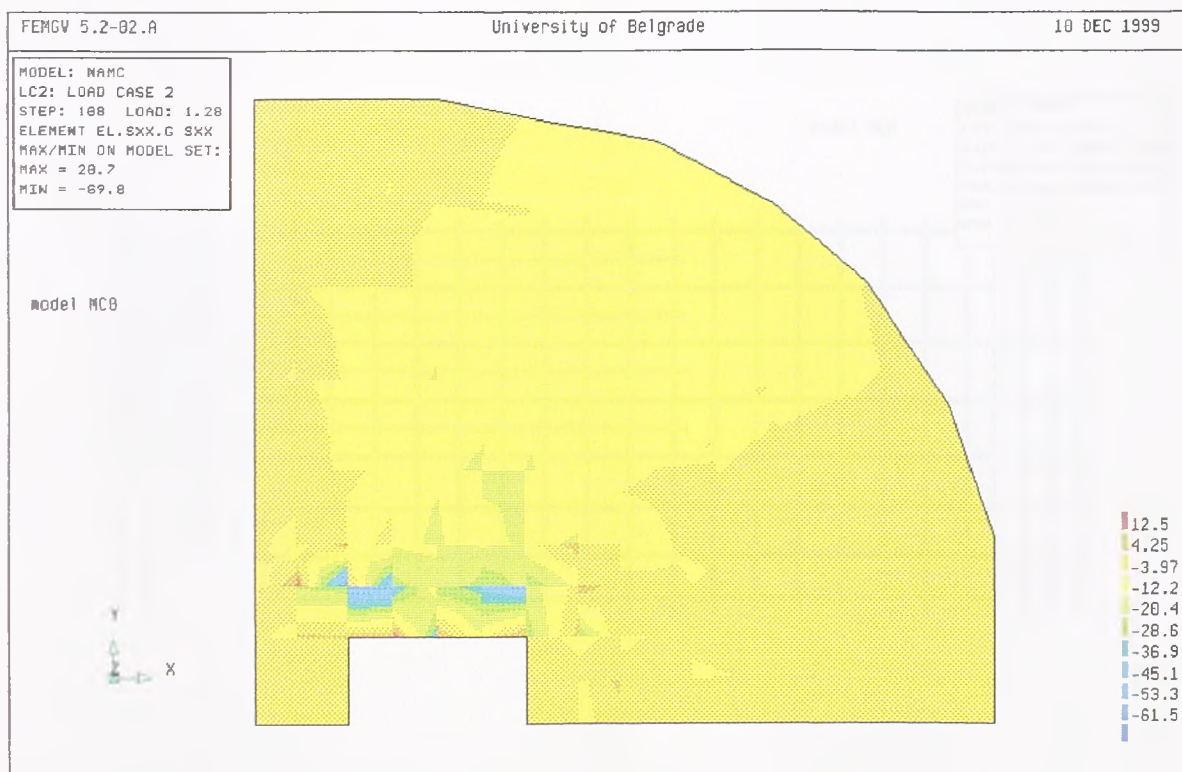
Slika 5.35 Glavni naponi pritiska S_3 u trenutku računskog loma - 434 kN

Interesantno je da se maksimalni glavni naponi pritiska javljaju na mestu unutrašnjeg ugla otvora, tj. na mestima na kojima je došlo do proboja. Maksimalna vrednost iznosi 60 MPa, ali se prosečnom može smatrati vrednost od 48.1 MPa (zeleno boja).

Na slikama 5.36 i 5.37 prikazani su komponentalni naponi u x i y pravcu, σ_x i σ_y na donjoj površini ploče, u trenutku računskog loma. Špicevi ovih napona u uglovima otvora dostižu velike vrednosti, što je posledica postojanja izraženih σ_z napona u tim tačkama. Prosečna vrednost σ_y napona u zoni oko otvora iznosi oko 50 MPa, dok σ_x naponi u ovoj zoni menjaju znak i imaju veliki gradijent promene, i kreću se od 12 MPa u zatezanju do 60 MPa u pritisku, što su uglavnom naponski špicevi.

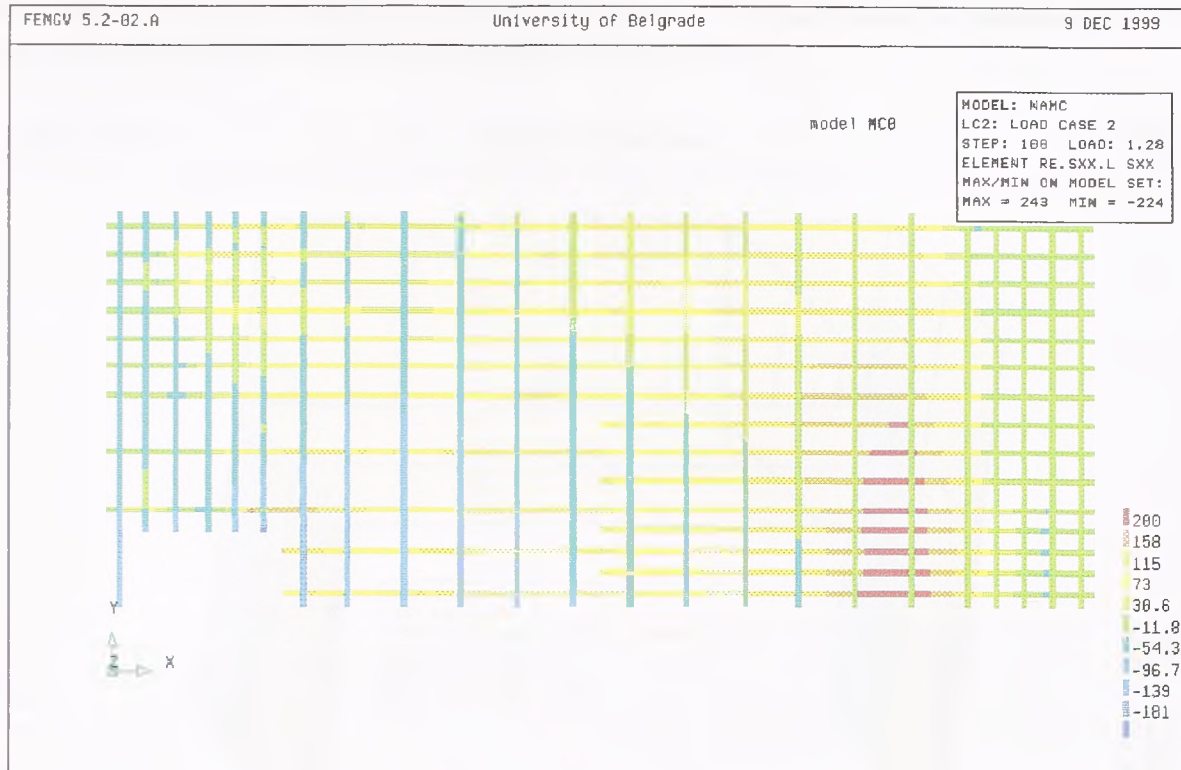


Slika 5.36 Komponentalni napon σ_y u betonu na donjoj površini ploče - sila loma 434 kN

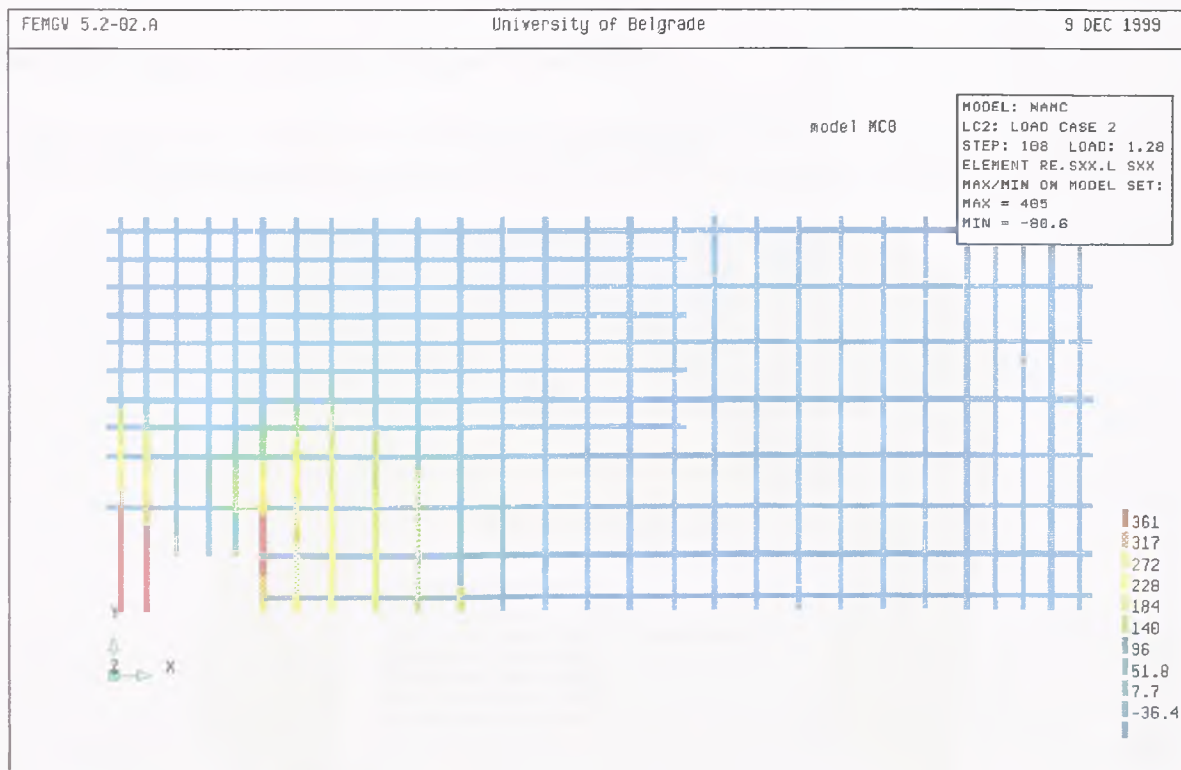


Slika 5.37 Komponentalni napon σ_x u betonu na donjoj površini ploče - sila loma 434 kN

Rezultati numeričke analize vezani za napone u armaturi su prikazani na slikama 5.38 i 5.39. Na ovim slikama prikazani su naponi u pravcu šipke (σ_x naponi) u trenutku numeričkog loma, pri sili od 434 kN.



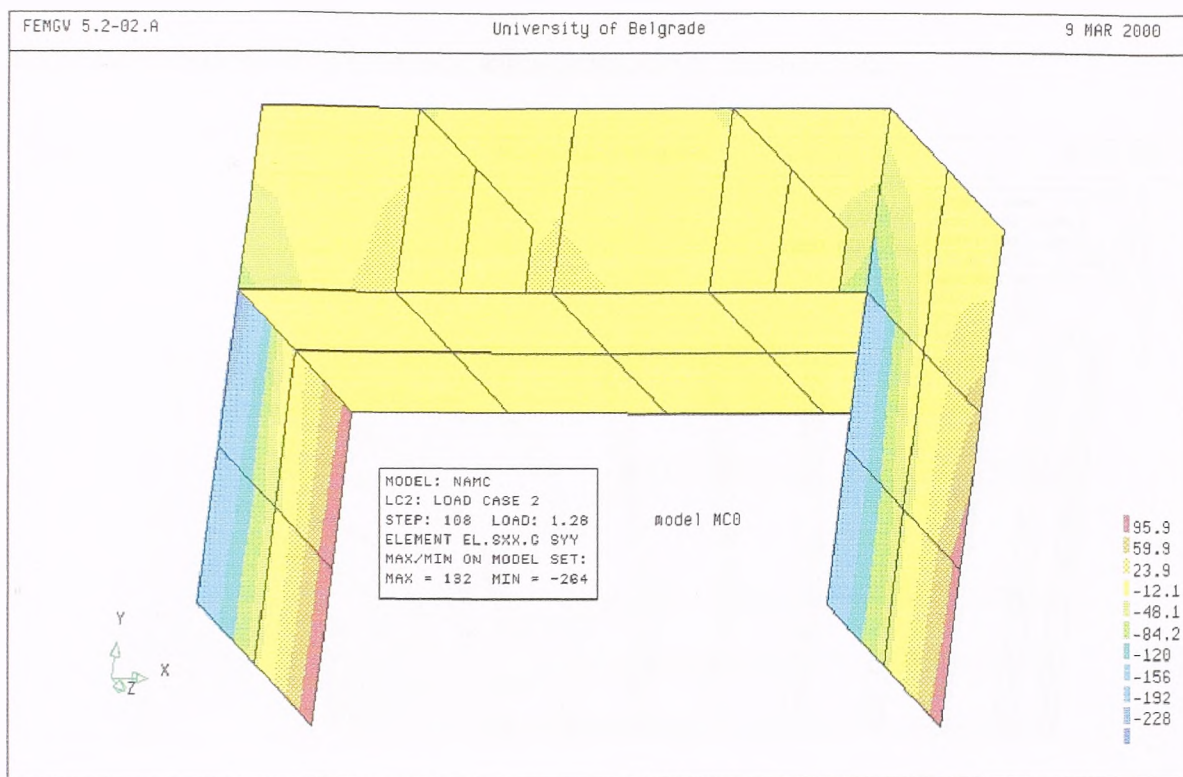
Slika 5.38 Naponi u donjoj armaturi (MPa) - sila 434 kN



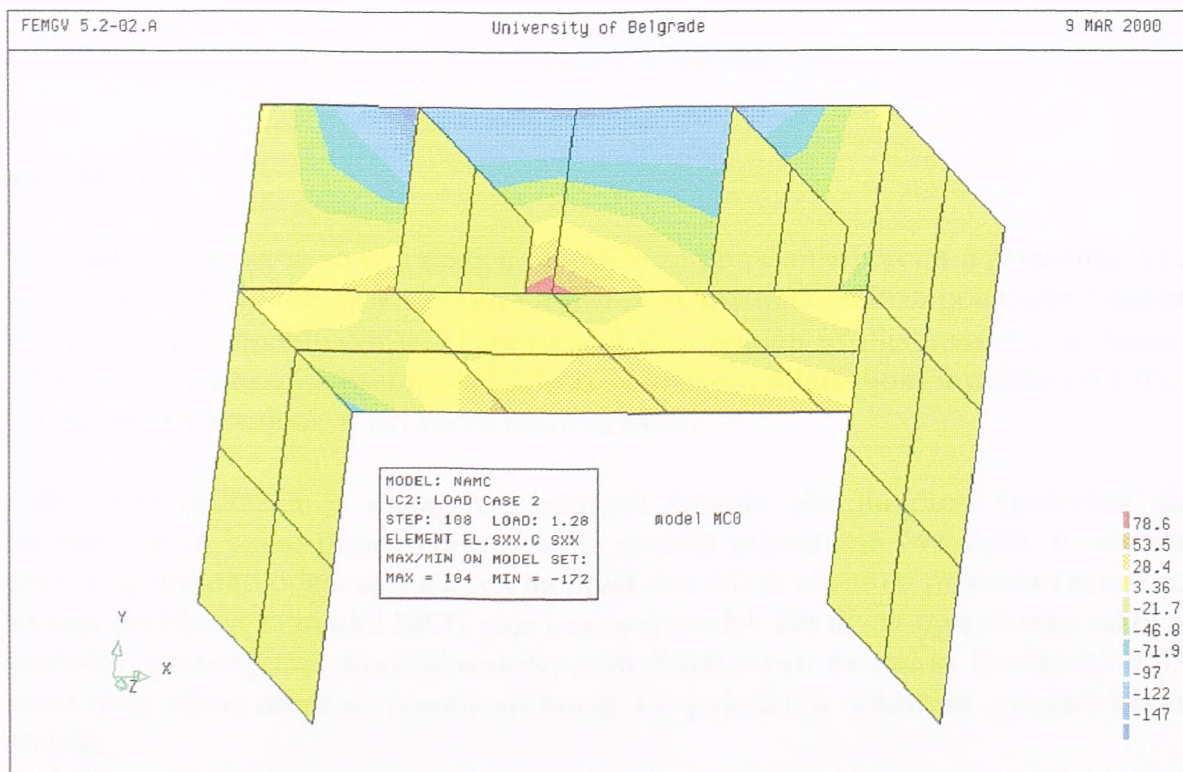
Slika 5.39 Naponi u gornjoj armaturi (MPa) - sila 434 kN

Kao što se slika može videti, u trenutku računskog loma ni u gornjoj ni u donjoj armaturi ne dolazi do tečenja. U najnapregnutijoj oblasti gornje zone oko otvora za stub, na maloju dužini jedne šipke napon dostiže 400 MPa, ali su u proseku naponi znatno ispod granice tečenja, te se ovo može smatrati krtime, primarnim lomom usled probijanja.

Na slikama 5.40 i 5.41 prikazani su uticaji dobijeni u čeličnoj kragi u trenutku računskog loma. Na ovim slikama su prikazani naponi u x i y pravcu.



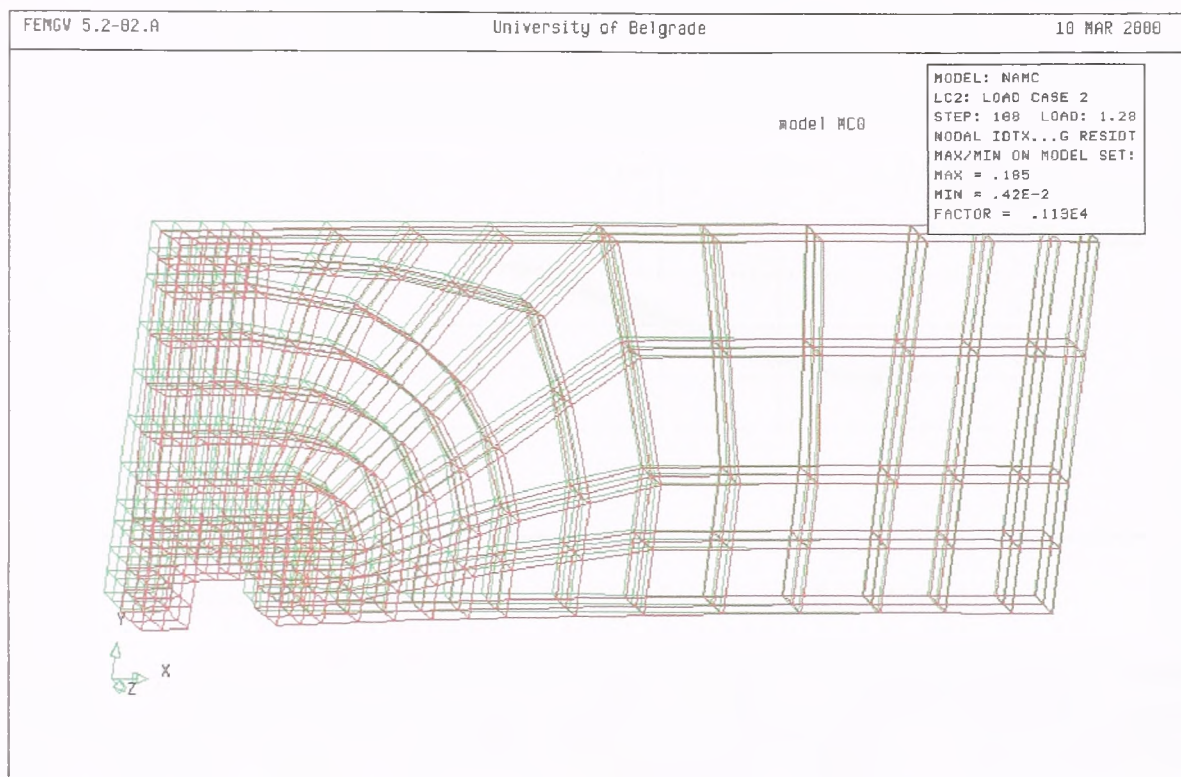
Slika 5.40 Naponi σ_y (MPa) u "kragi" - sila 434 kN



Slika 5.41 Naponi σ_x (MPa) u "kragi" - sila 434 kN

Sa slika se može videti da jedino σ_y u maloj zoni prelazi granicu tečenja ovog čelika od 240 MPa, inače, prosečno naponi su dosta ispod granice tečenja i u kragni, u trenutku računskog loma.

Deformisani oblik ploče u trenutku loma prikazan je na slici 5.42.



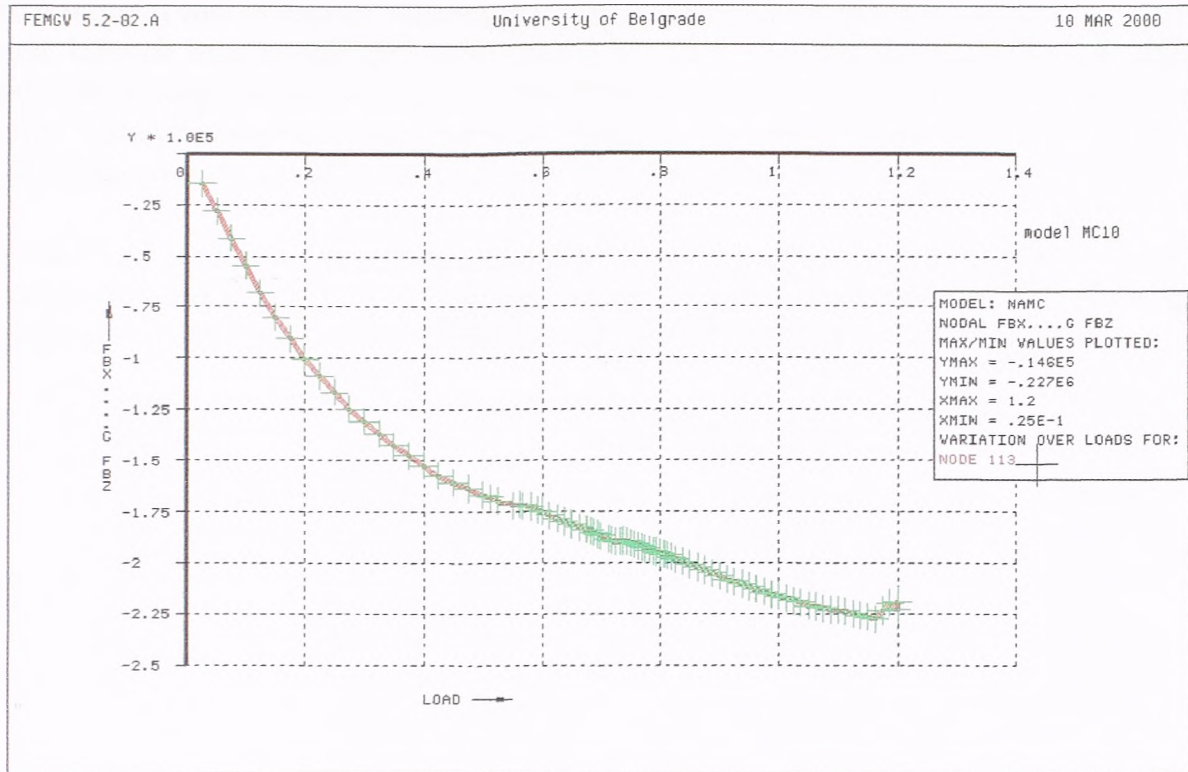
Slika 5.42 Deformisani oblik modela u trenutku računskog loma

Model MC10

U ovoj analizi, usvojena su dva različita modela za ponašanje betona u zatezanju. U delu ploče oko otvora za stub, prikazanom na slici 5.16, usvojeno je krto ponašanje betona pri zatezanju, kao u modelu MC0. U ostatku ploče, usvojen je dijagram σ - ϵ sa linearnim omekšanjem u zatezanju, prema slici 5.7, sa graničnom dilatacijom u prslini od 1.0%. Svi ostali parametri usvojeni su isti kao u modelu MC0.

Na slici 5.43 prikazan je dijagram zavisnosti između sile na presi (polovina sile) i pomeranja tačke iznad prese. Na apscisi je naneto pomeranje ove tačke u odnosu na zadato, a na ordinati odgovarajuća sila na presi. Sve što je rečeno o proceduri numeričkog rešavanja problema za model MC0, važi i za ovaj model. Do nivoa opterećenja od oko 0.7 od zadatog, primenjen je modifikovan Newton-Raphson-ov metod sa korakom od 0.025, a iznad ovog nivoa mora se smanjivati korak i u pojedinim oblastima menjati iterativni postupak.

Ovom analizom dobijena je maksimalna sila na presi od $227.5 \times 2 = 455$ kN (merena sila loma 456 kN) pri pomeranju tačke iznad prese od $1.162 \times 24.22 = 28.14$ mm (ukupno mereno pomeranje 28.9 mm, kada se oduzme pretpostavljen uticaj rotacije ploče kao krutog tela dobija se 24.22 mm, što je zadato pomeranje).



Slika 5.43 Dijagram sila pomeranje za tačku iznad prese, model MC10

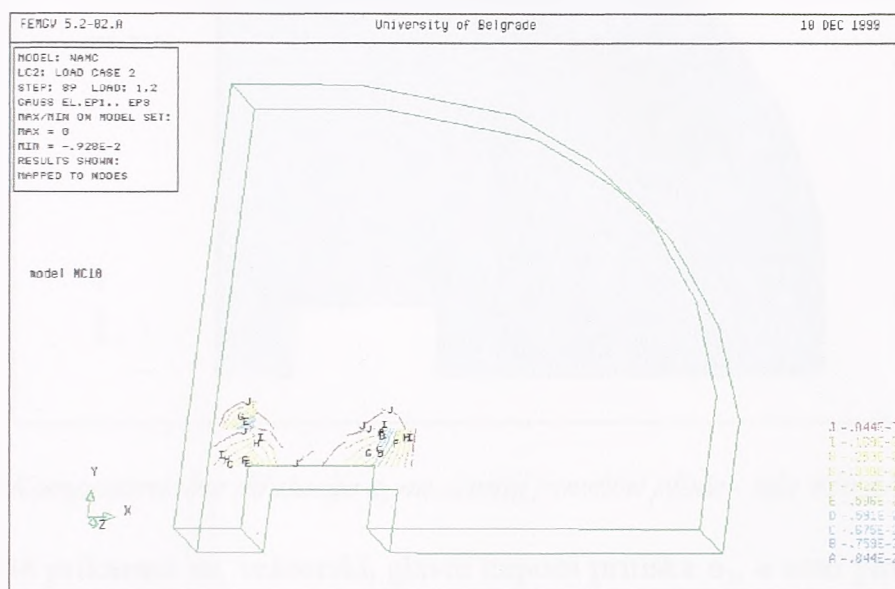
Razvoj slike prslina vrlo je sličan modelu MC0, pa neće biti prikazivan ponovo. Na slici 5.44 prikazane su glavne dilatacije pritiska ϵ_3 u zoni oko otvora za stub, u vidu izolinija (linija jednakih dilatacija), u trenutku računskog loma. Može se primetiti da je nivo maksimalnih dilatacija skoro isti kao u modelu MC0, pa i njihov raspored, ali postoji jedna razlika. Naime, u modelu MC0 računski lom odgovara maksimalno ostvarenoj sili,



Slika 5.44 Glavne dilatacije pritiska ϵ_3 u trenutku računskog loma - sila 444 kN

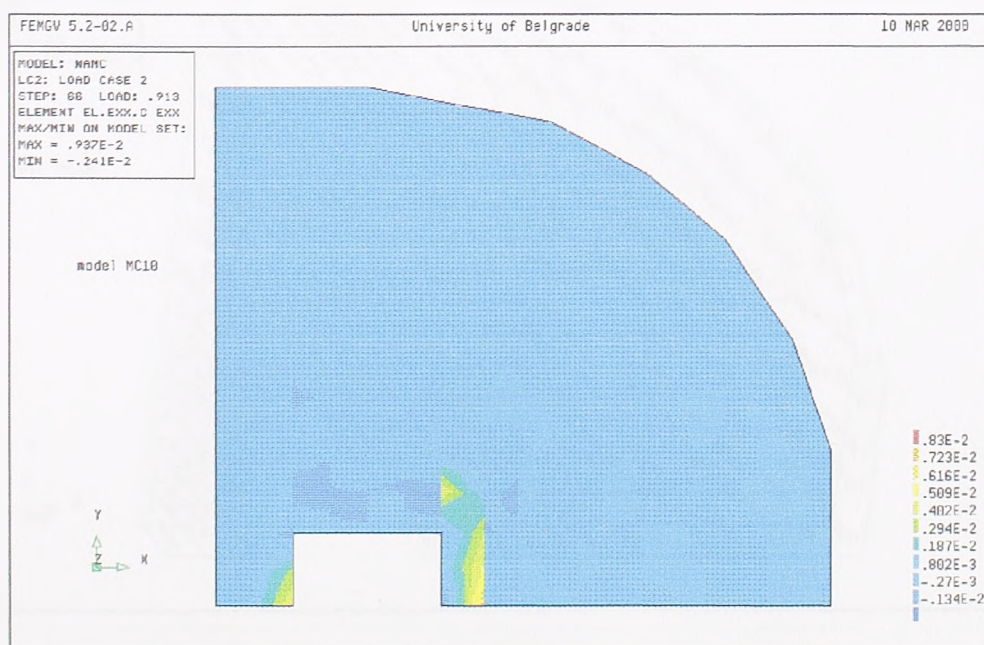
dok u modelu MC10 lom ne nastaje pri maksimalnoj sili od 455 kN, već postoji i silazna grana, tako da lom nastaje pri nešto manjoj sili (444 kN). Rezultati koji se prikazuju za model MC10 odgovaraju računskom lomu (stanje kada više ni sa jednom metodom i ni sa jednim korakom nije moguće nastaviti analizu), što znači da ne prikazuju stanje pri maksimalno ostvarenoj sili u modelu, već pri nešto nižoj - 444 kN.

Na slici 5.45 prikazane su glavne plastične dilatacije pritiska ε_{p3} u trenutku računskog loma, u vidu izolinja. Ovde već postoji razlika u odnosu na model MC0, kod koga je maksimalna vrednost plastične dilatacije u trenutku loma znatno veća (čak 1.8‰).



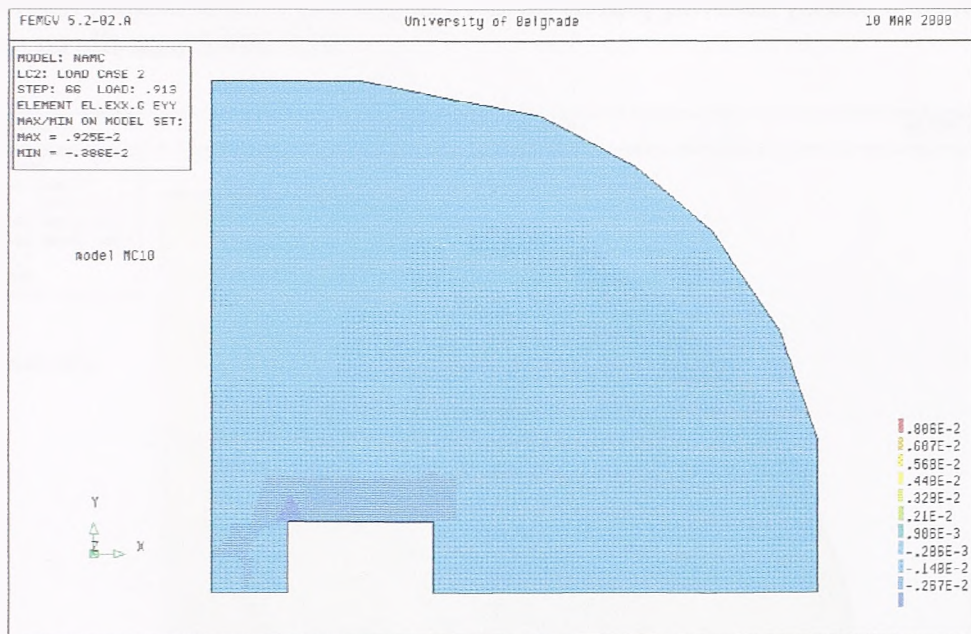
Slika 5.45 Glavne plastične dilatacije ε_{p3} u trenutku računskog loma - sila 444 kN

Slika 5.46 i 5.47 prikazuju komponentalne dilatacije betona ε_x i ε_y na donjoj površini ploče, pri sili od 416 kN.



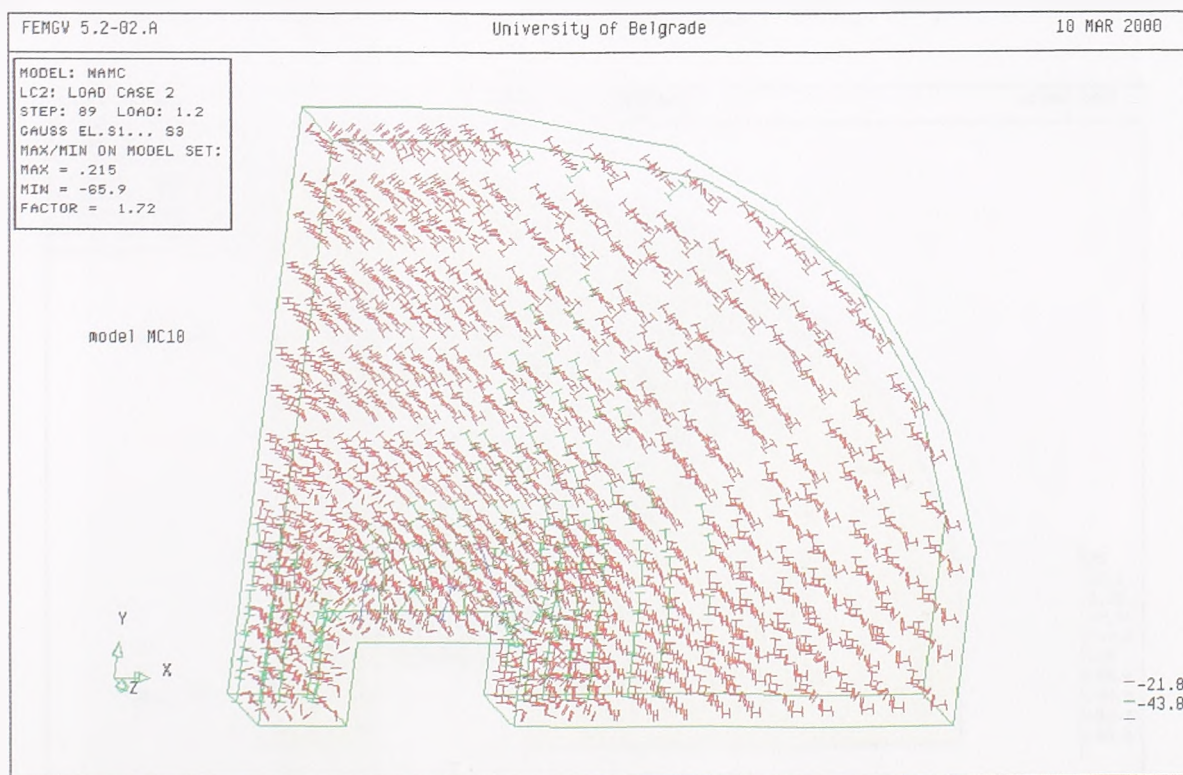
Slika 5.46 Komponentalne dilatacije ε_x na donjoj površini ploče - sila 416 kN

Prosečna vrednost dilatacija betona ϵ_y u zoni oko otvora iznosi od 1.5 ‰ do 2.7 ‰, što je manje nego u modelu MC0 (slika 5.34), a isto važi i za dilatacije u x-pravcu: one su promenljivog znaka i u proseku manje nego što je to dobijeno u modelu MC0.



Slika 5.47 Komponentalne dilatacije ϵ_y na donjoj površini ploče - sila 416 kN

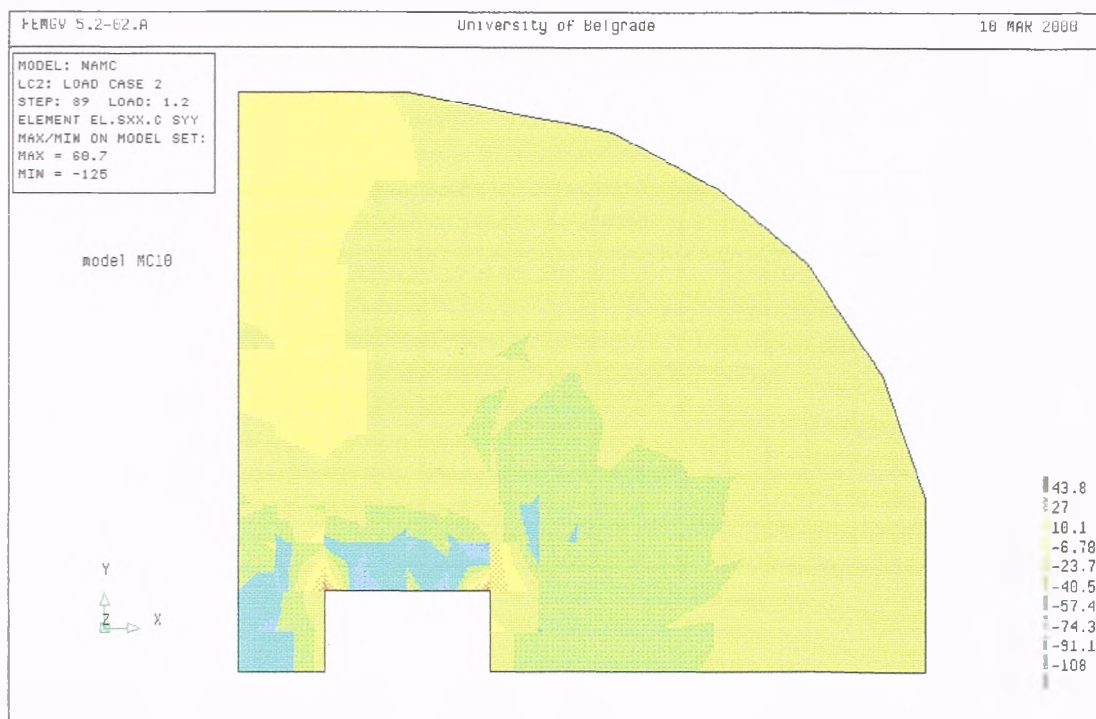
Na slici 5.48 prikazani su, vektorski, glavni naponi pritiska σ_3 , u zoni ploče oko otvora, u trenutku računskog loma, pri sili od 444 kN.



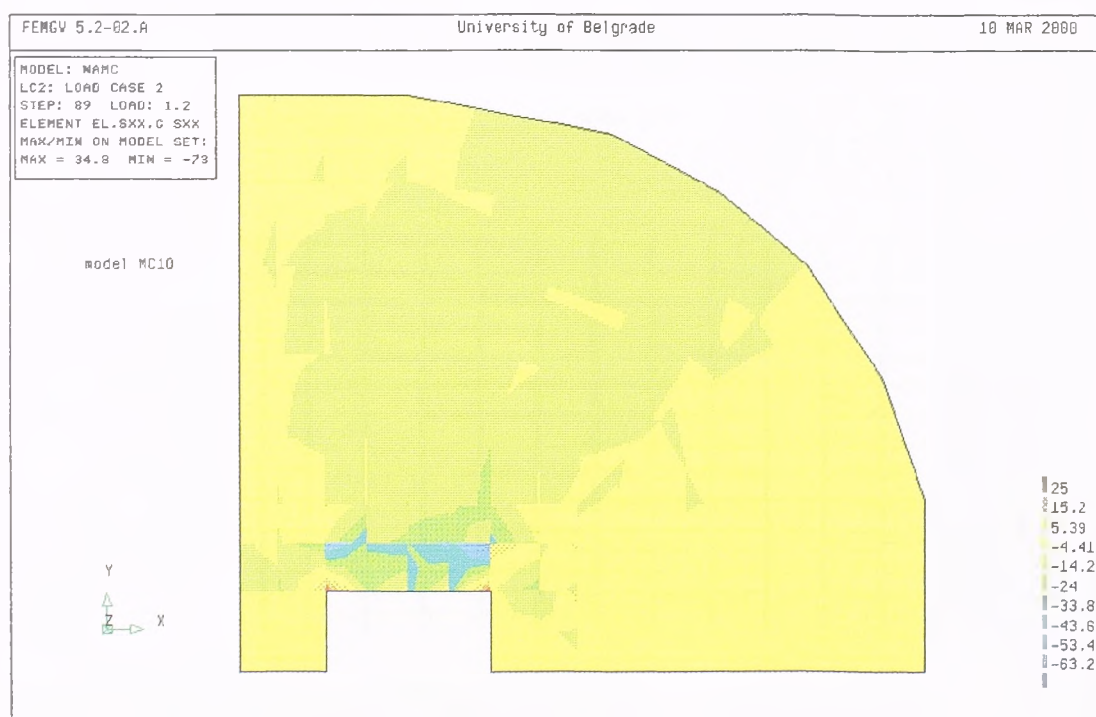
Slika 5.48 Glavni naponi pritiska σ_3 u trenutku računskog loma - 444 kN

Maksimalna vrednost glavnog napona pritiska se dostiže u unutrašnjem uglu otvora za stub i iznosi 65.9 MPa, a prosečna vrednost glavnih napona u ovoj zoni je oko 44 MPa (zelena boja).

Komponentalni naponi u x i y pravcu, σ_x i σ_y , na donjoj površini ploče, u trenutku loma, prikazani su na slikama 5.49 i 5.50.



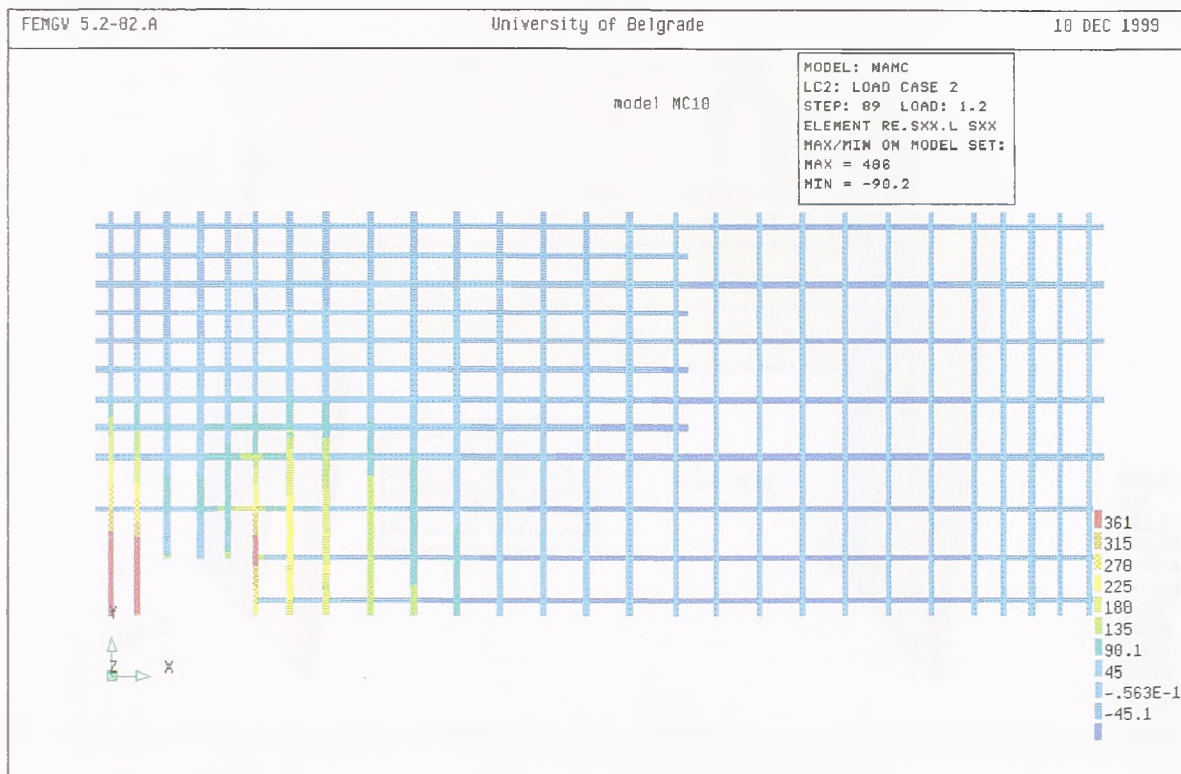
Slika 5.49 Komponentalni napon σ_y u betonu na donjoj površini ploče pri sili od 444 kN



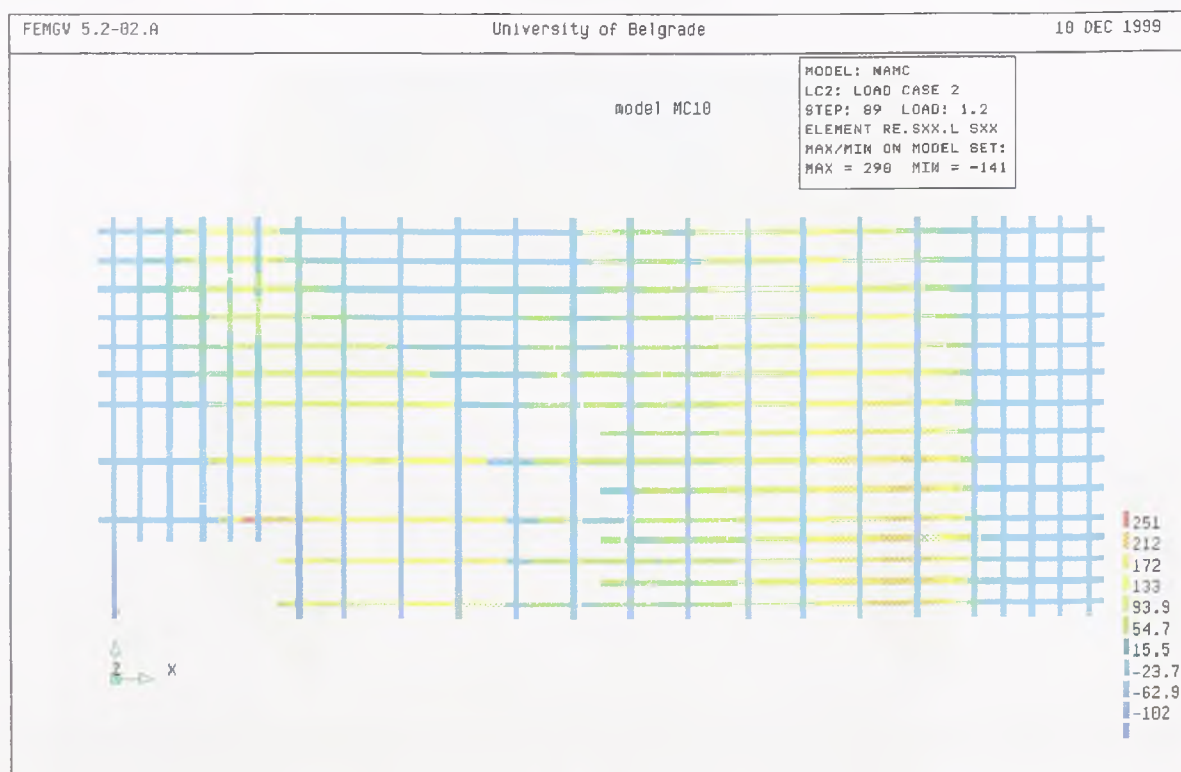
Slika 5.50 Komponentalni napon σ_x u betonu na donjoj površini ploče pri sili od 444 kN

Sa slike 5.49 se može primetiti da napon σ_y , koji je inače napon pritiska u ovoj zoni na donjoj površini ploče, u trenutku loma prelazi u zatezanje u uglovima otvora. Napon σ_x je i inače promenljivog znaka u ovoj zoni, i pri opterećenjima nižim od loma.

Naponi u armaturi u trenutku loma prikazani su na slikama 5.51 i 5.52.

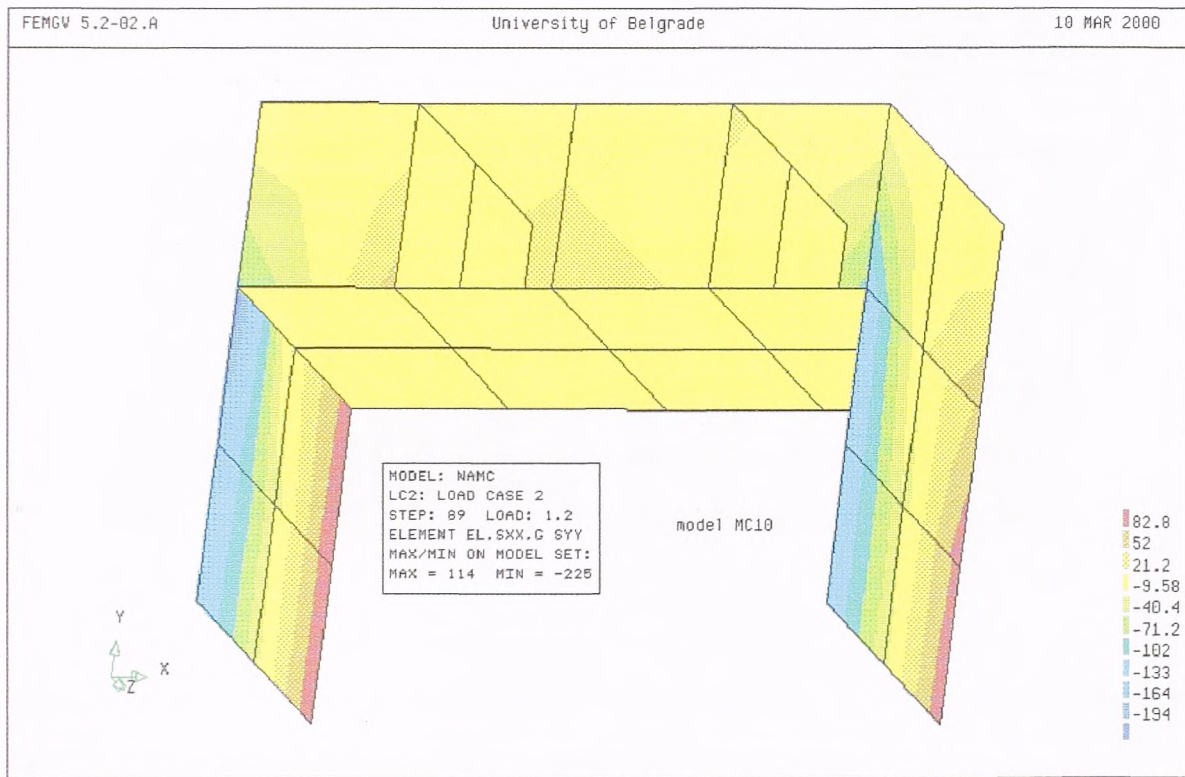


Slika 5.51 Naponi u gornjoj armaturi (MPa) - sila 444 kN

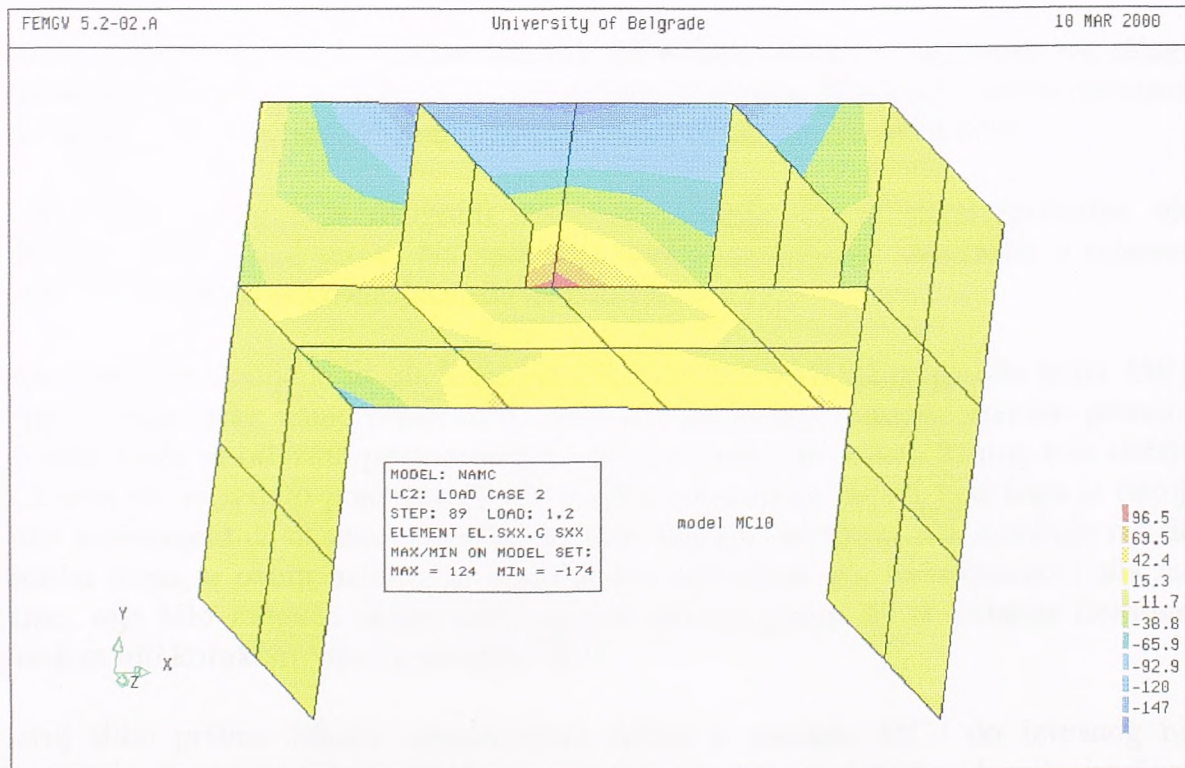


Slika 5.52 Naponi u donjoj armaturi (MPa) - sila 444 kN

Očigledno je da nema tečenja armature ni u ovom slučaju. I konačno, na slikama 5.53 i 5.54 prikazani su uticaji dobijeni u kragni u trenutku računskog loma. Na ovim slikama prikazani su naponi u x i y pravcu. Nema bitnih razlika u odnosu na model MC0, osim što su naponi po apsolutnoj vrednosti ovde nešto manji.

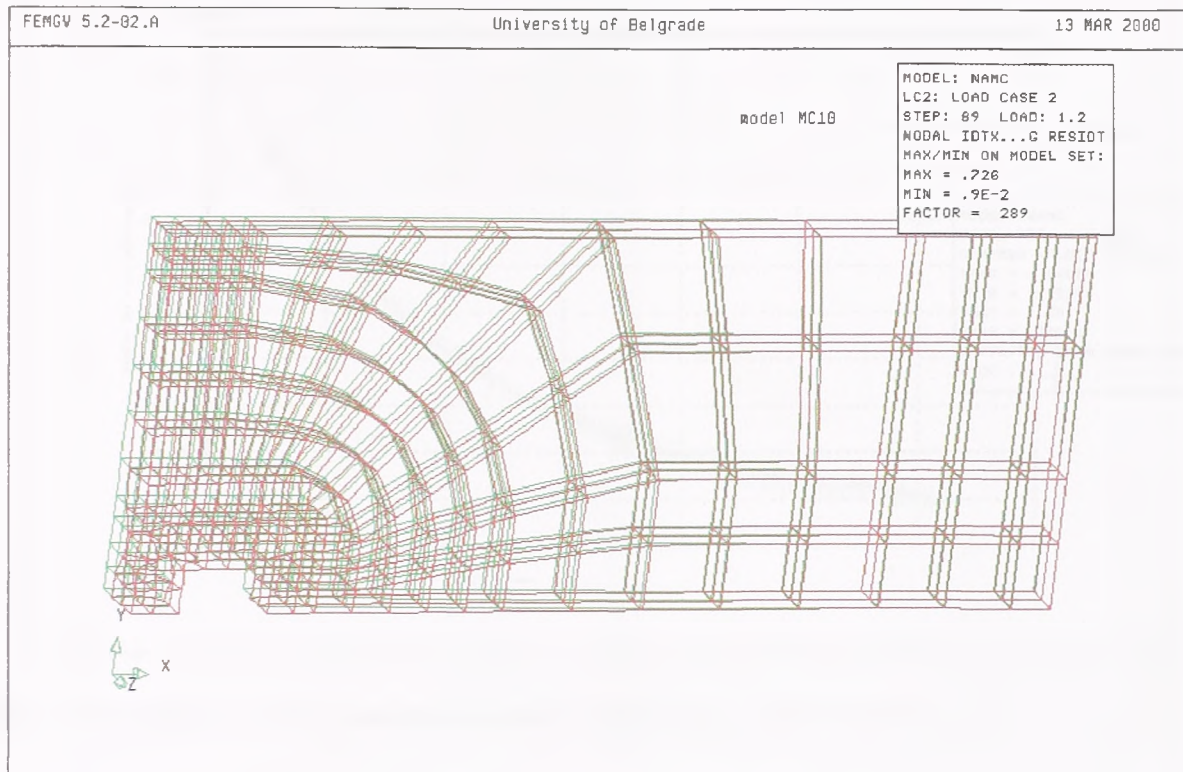


Slika 5.53 Naponi σ_y (MPa) u kragni - sila 444 kN



Slika 5.54 Naponi σ_x (MPa) u kragni - sila 444 kN

Na slici 5.55 prikazan je deformisan oblik ploče u trenutku računskog loma (sila od 444 kN).



Slika 5.55 Deformisani oblik modela u trenutku računskog loma

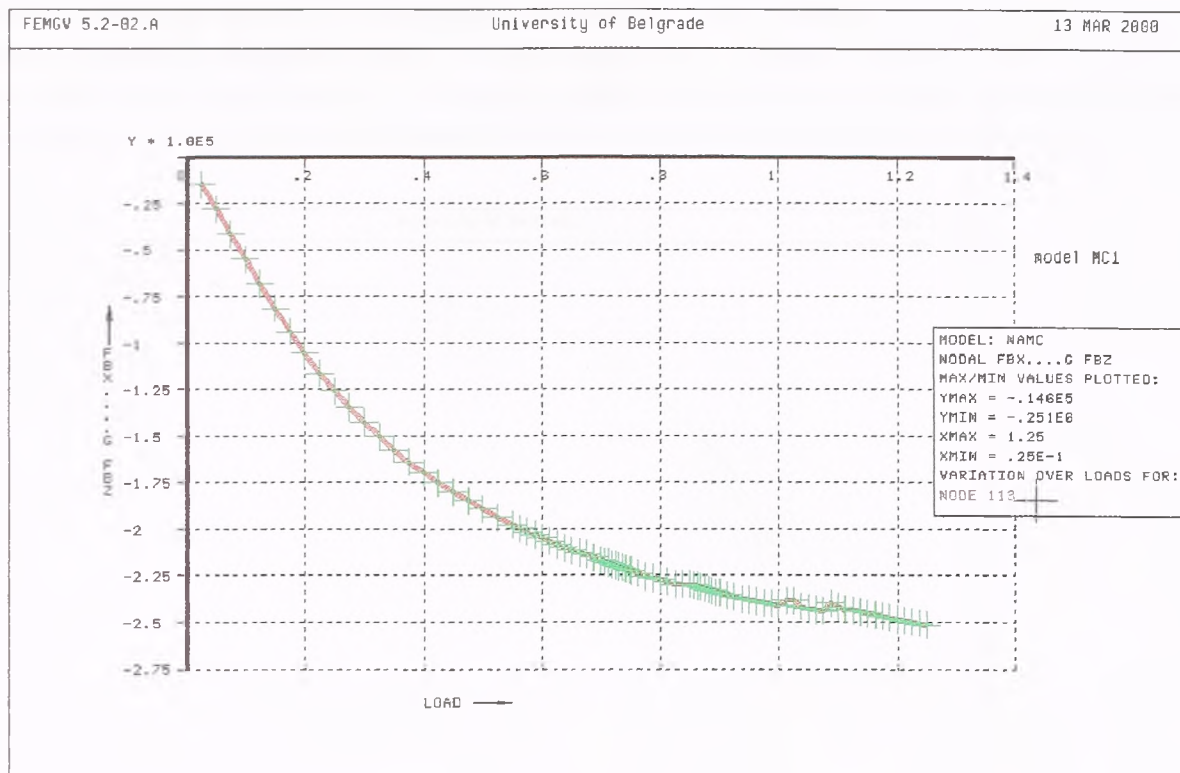
Model MC1

U ovom modelu usvojen je , za modeliranje ponašanja betona u zatezanju, σ - ϵ dijagram sa linearnim omekšanjem (slika 5.7) u celoj ploči. Granična dilatacija u prslini usvojena je u iznosu od 1.0%. Svi ostali parametri su isti kao u modelima MC0 i MC10.

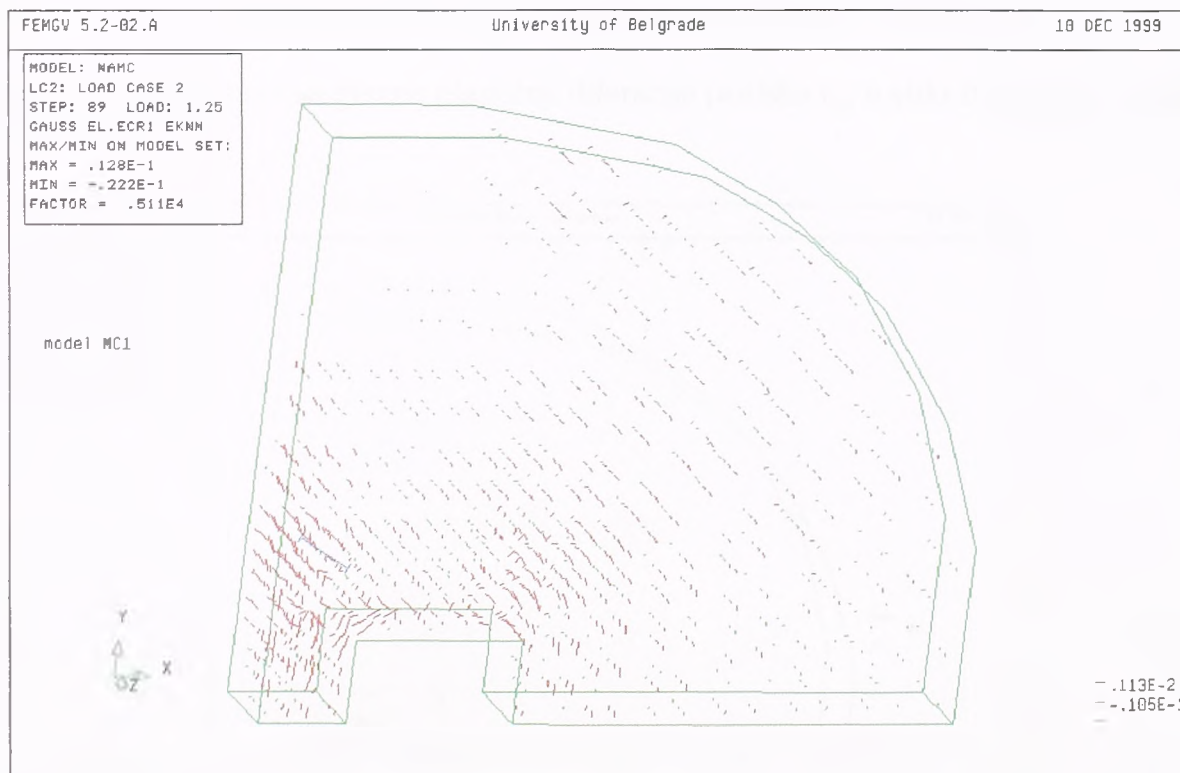
Na slici 5.56 prikazan je dijagram zavisnosti između sile na presi (polovina sile) i pomeranja tačke iznad prese. Na apscisi je naneto pomeranje ove tačke u odnosu na zadato, a na ordinati odgovarajuća sila na presi.

Ovom analizom dobijena je sila loma od $251.3 \times 2 = 502.6$ kN (merena sila loma 456 kN) pri pomeranju tačke iznad prese od $1.25 \times 24.22 = 30.28$ mm (ukupno mereno pomeranje 28.9 mm, kada se oduzme pretpostavljen uticaj rotacije ploče kao krutog tela dobija se 24.22 mm, što je zadato pomeranje). Za razliku od modela MC10, kod koga je dobijena kratka konvergentna silazna grana, pa se maksimalna ostvarena sila razlikuje od sile u trenutku loma, u ovom modelu je maksimalna ostvarena sila istovremeno i sila loma. Naime, nije bilo moguće dobiti konvergentnu silaznu granu ni sa jednom iterativnom metodom niti korakom, kao i u modelu MC0.

Razvoj slike prslina tokom opterećivanja sličan je modelu MC0 do izvesnog nivoa opterećenja, tj. do pred lom. Međutim, lom se u ovom modelu karakteriše izraženom, dominantnom prslinom u zoni spoljnog ugla otvora za stub, slika 5.57, što nije bio slučaj u modelima MC0 i MC10.



Slika 5.56 Dijagram sila-pomeranje za tačku iznad prese, model MC1

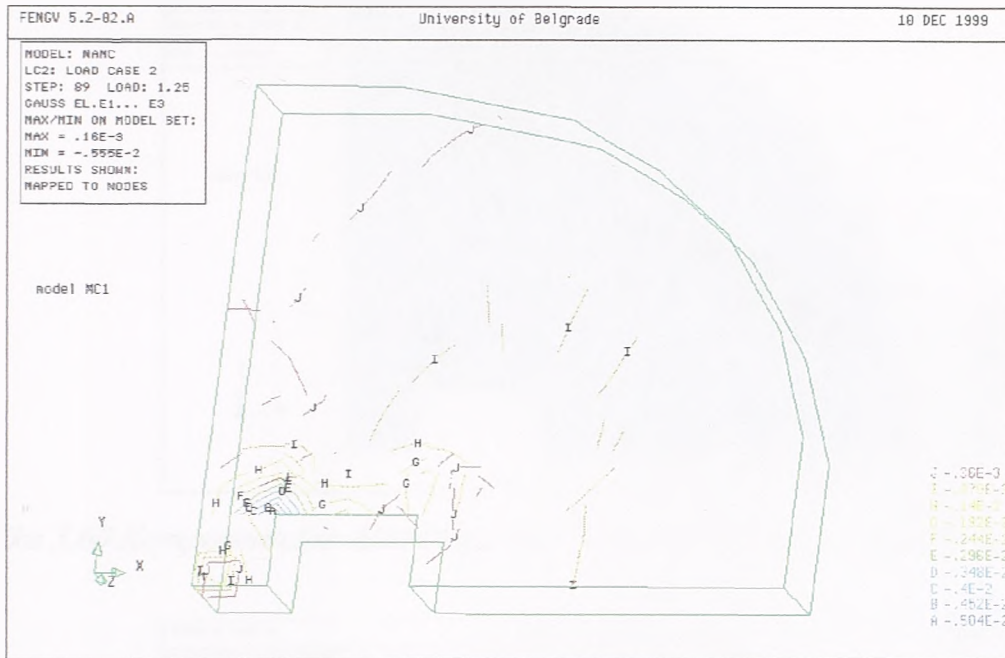


Slika 5.57 Slika prslina u trenutku računskog loma - sila 502 kN

Na slici 5.58 prikazane su glavne dilatacije pritiska ϵ_3 u zoni oko otvora za stub u vidu izololinija, u trenutku računskog loma.

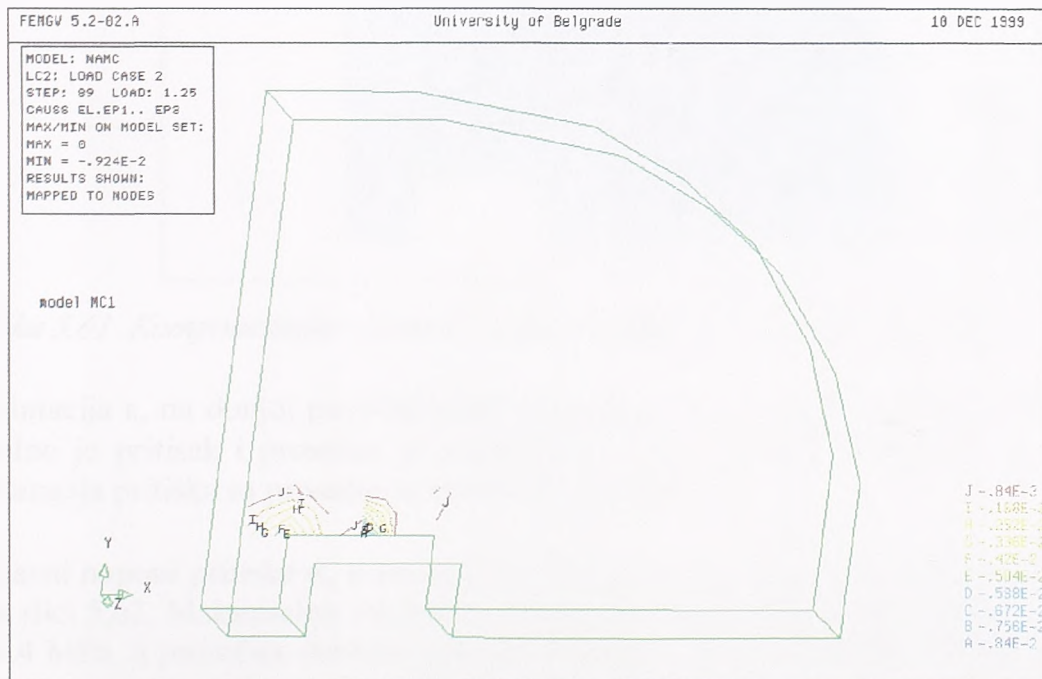
Treba primetiti da je raspored glavnih dilatacija pritisaka u odnosu na prethodna dva

modela drugačiji, dok su maksimalne vrednosti slične. Naime, ovde su maksimalne dilatacije pritiska skoncentrisane u spoljašnjem uglu otvora za stub, dok su u zoni unutrašnjeg ugla znatno manje. U modelima MC0 i MC10, koji su imali isti model betona u zatezanju u ovoj oblasti, maksimalne dilatacije pritiska pojavljuju se u oba ugla.



Slika 5.58 Glavne dilatacije pritiska ϵ_3 u trenutku računskog loma - sila 502 kN

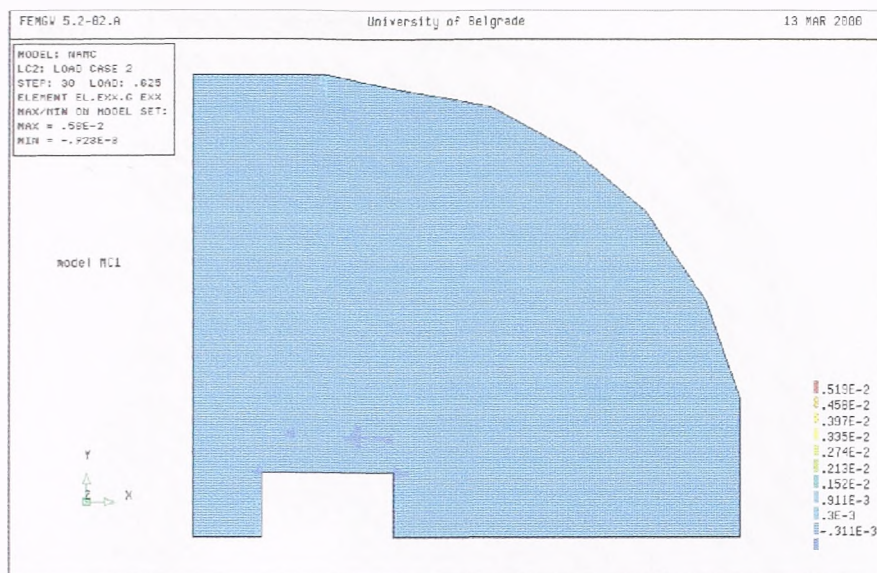
Na slici 5.59 prikazane su glavne plastične dilatacije pritiska ϵ_{p3} u vidu izololinija, u trenutku računskog loma.



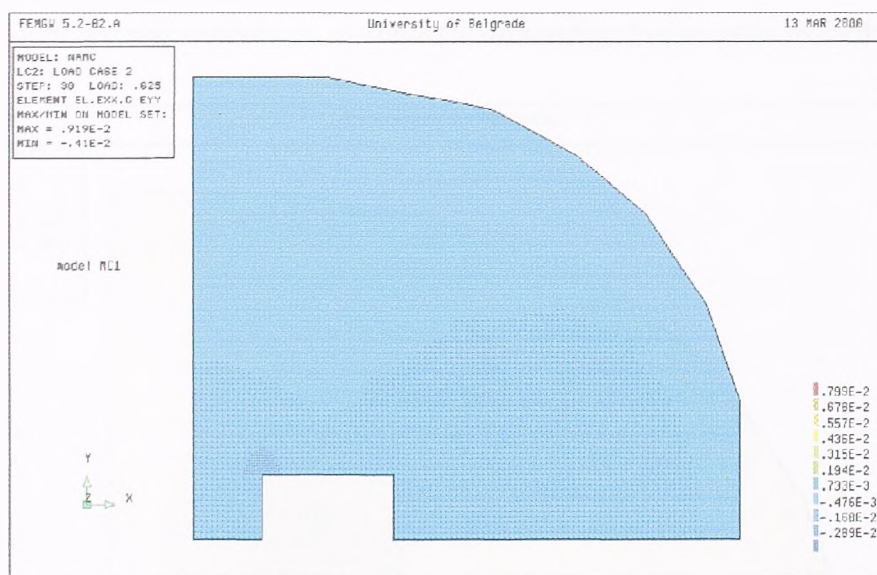
Slika 5.59 Glavne plastične dilatacije ϵ_{p3} u trenutku računskog loma - sila 502 kN

Zone plastičnosti su u spoljnom uglu i na mestu delovanja sile, dakle ne kao u modelima MC0 i MC10, u spoljnom i unutrašnjem uglu otvora za stub.

Na slikama 5.60 i 5.61 prikazane su komponentalne dilatacije ϵ_x i ϵ_y na donjoj površini ploče, pri sili loma od 502 kN.



Slika 5.60 Komponentalne dilatacije ϵ_x na donjoj površini ploče - sila 416 kN

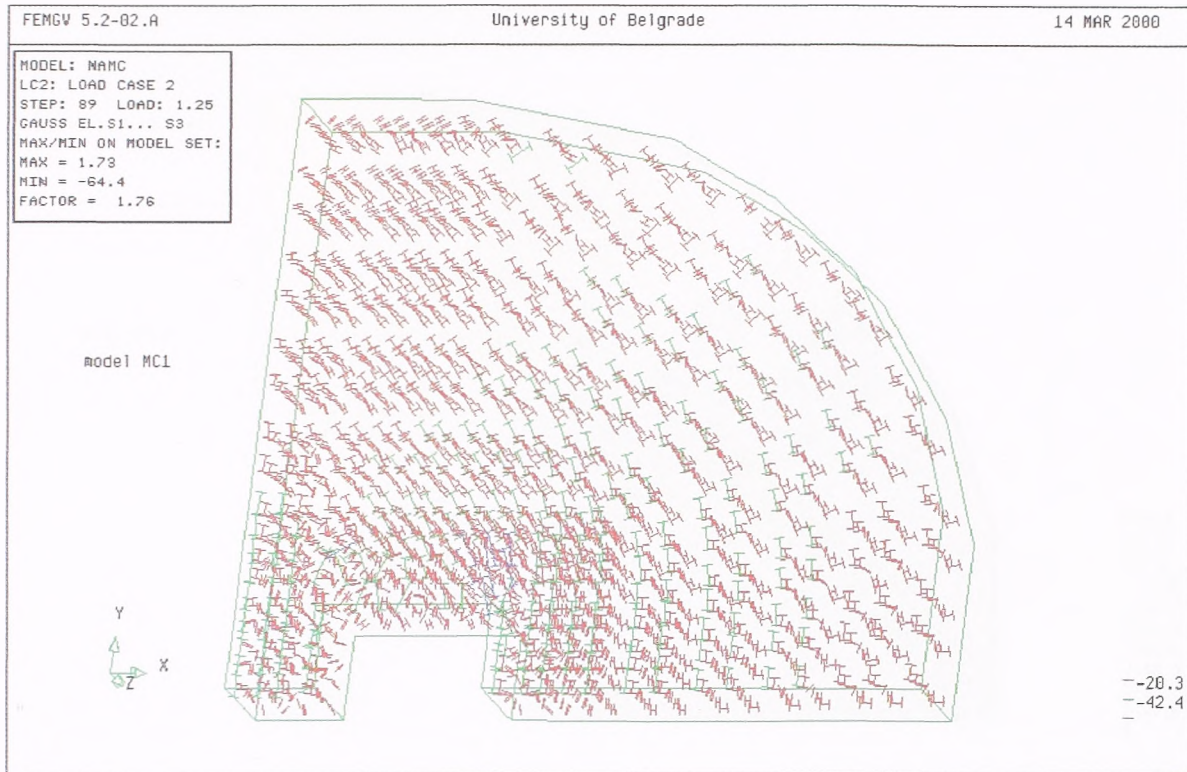


Slika 5.61 Komponentalne dilatacije ϵ_y na donjoj površini ploče - sila 416 kN

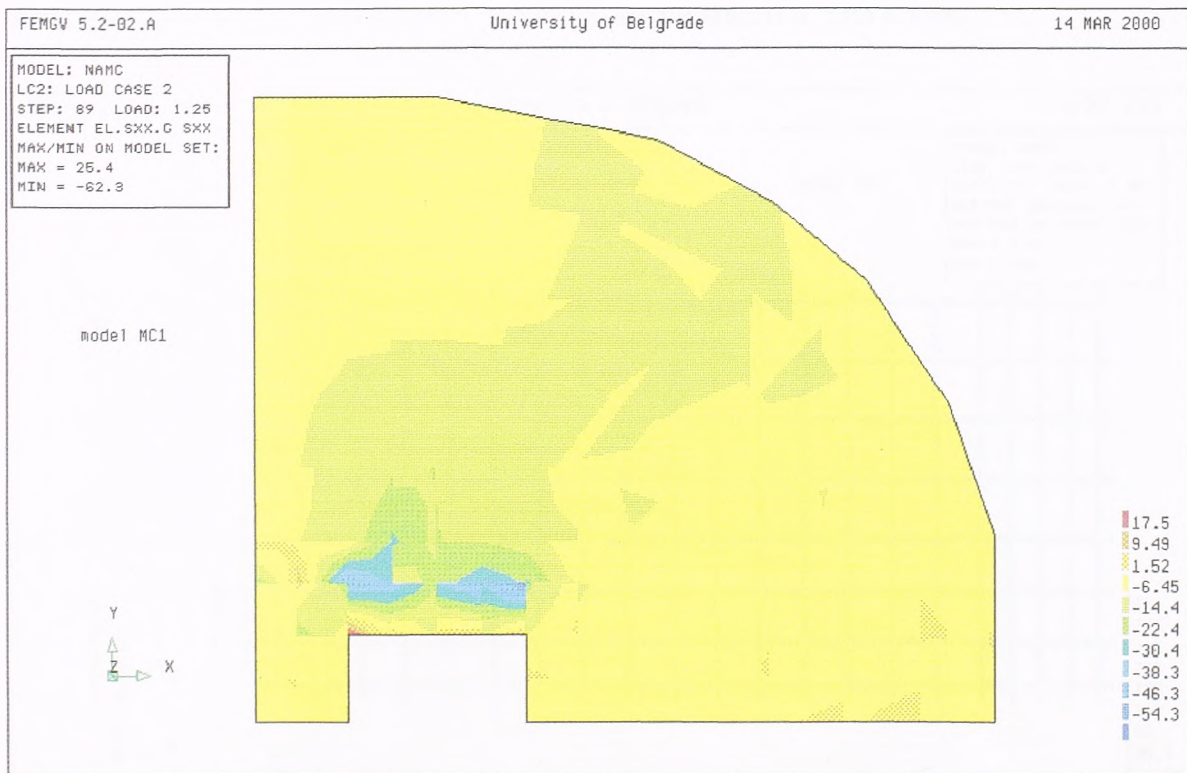
Dilatacija ϵ_x na donjoj površini ploče u posmatranoj zoni oko otvora ne menja znak, tj. stalno je pritisak i prosečne je vrednosti oko 0.3 ‰, dok je dilatacija ϵ_y takođe stalno dilatacija pritiska sa prosečnom vrednošću od oko 3.0 ‰.

Glavni naponi pritiska σ_3 u zoni ploče oko otvora za stub, u trenutku loma, prikazani su na slici 5.62. Maksimalna vrednost se dostiže u unutrašnjem uglu otvora za stub i iznosi 64.4 MPa, a prosečna vrednost glavnih napona u ovoj zoni je oko 43 MPa (zeleno boja). Interesantno je da je ovo vrlo slično rezultatima dobijenim u prethodnim modelima.

Komponentalni naponi u x i y pravcu, σ_x i σ_y , u trenutku računskog loma, prikazani su na slikama 5.63 i 5.64.

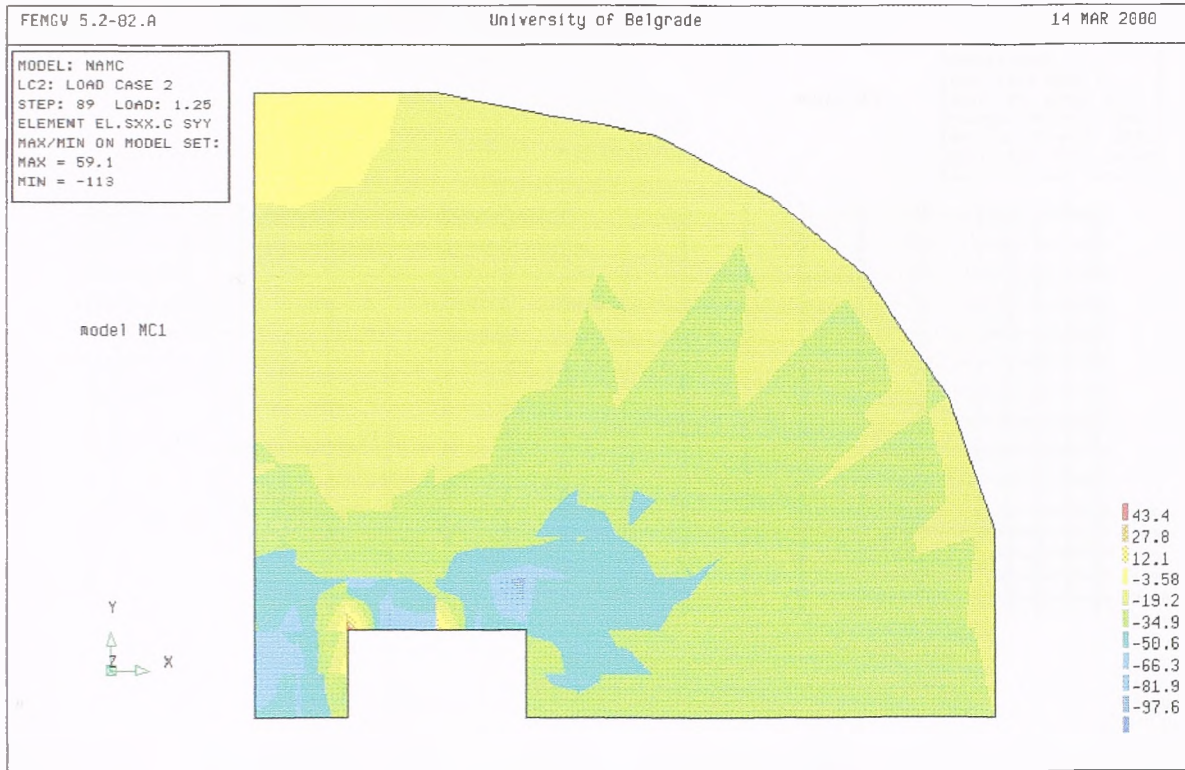


Slika 5.62 Glavni naponi pritiska σ_3 u trenutku računskog loma - sila 502 kN



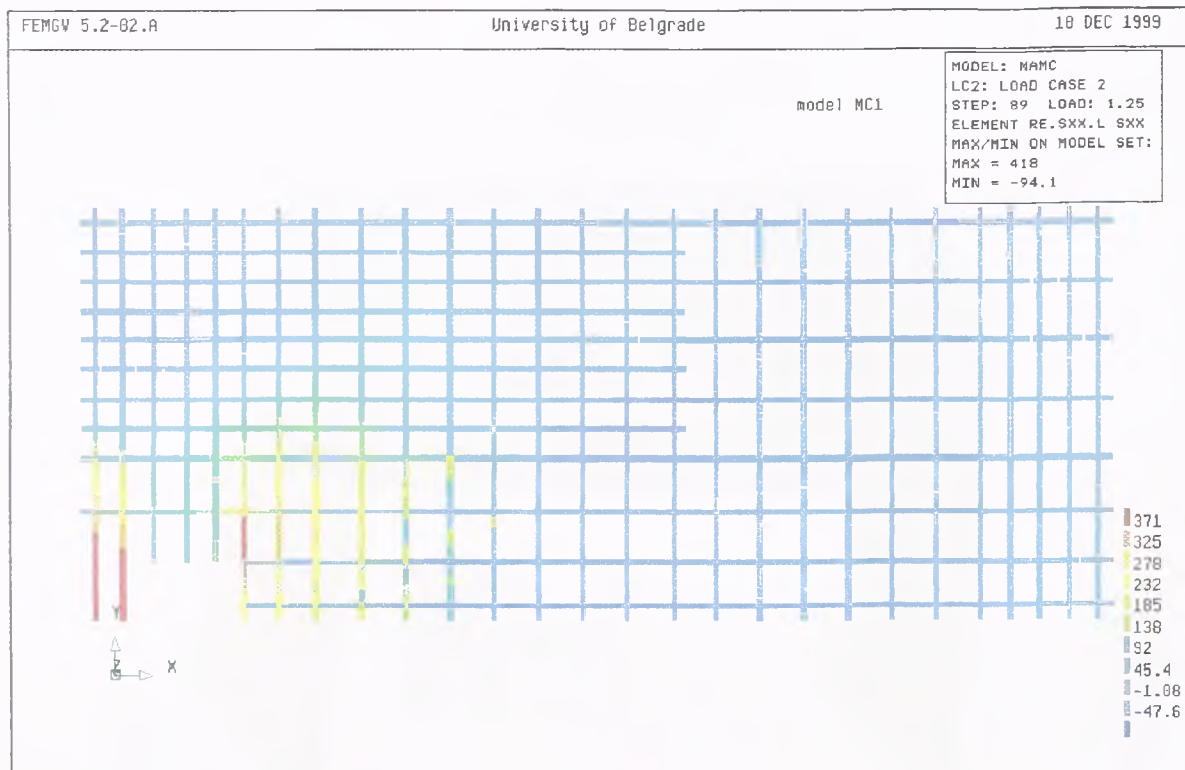
Slika 5.63 Komponentalni napon σ_x u betonu na donjoj površini ploče pri sili od 502 kN

Maksimalni komponentalni naponi σ_x se javljaju, i to kao naponi pritiska, u zoni završetka čelične kragne. Napon σ_y prelazi u trenutku loma u zatezanje, ali ne u spoljnom i unutrašnjem uglu otvora kao u modelu MC10, već u spoljnom uglu i na mestu delovanja sile, što je već primećeno i kod glavnih dilatacija i zona plastičnosti.



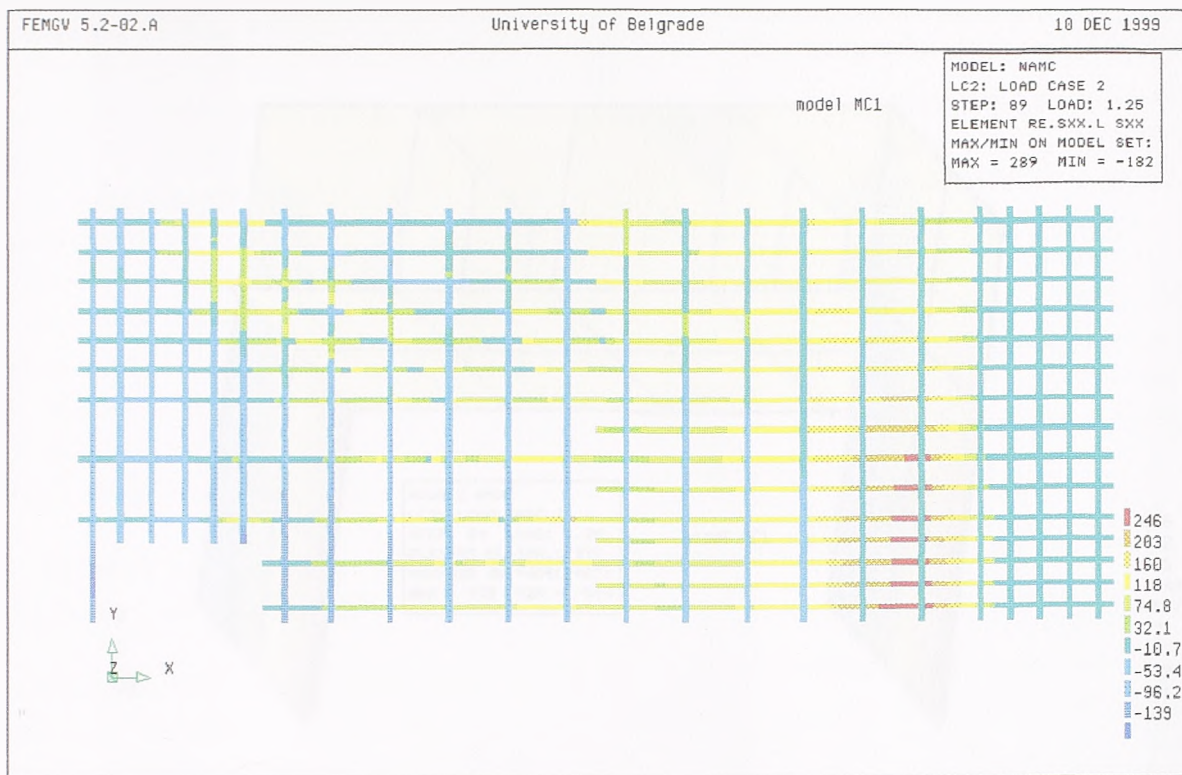
Slika 5.64 Komponentalni napon σ_y u betonu na donjoj površini ploče pri sili od 502 kN

Naponi u armaturi u trenutku loma prikazani su na slikama 5.65 i 5.66.



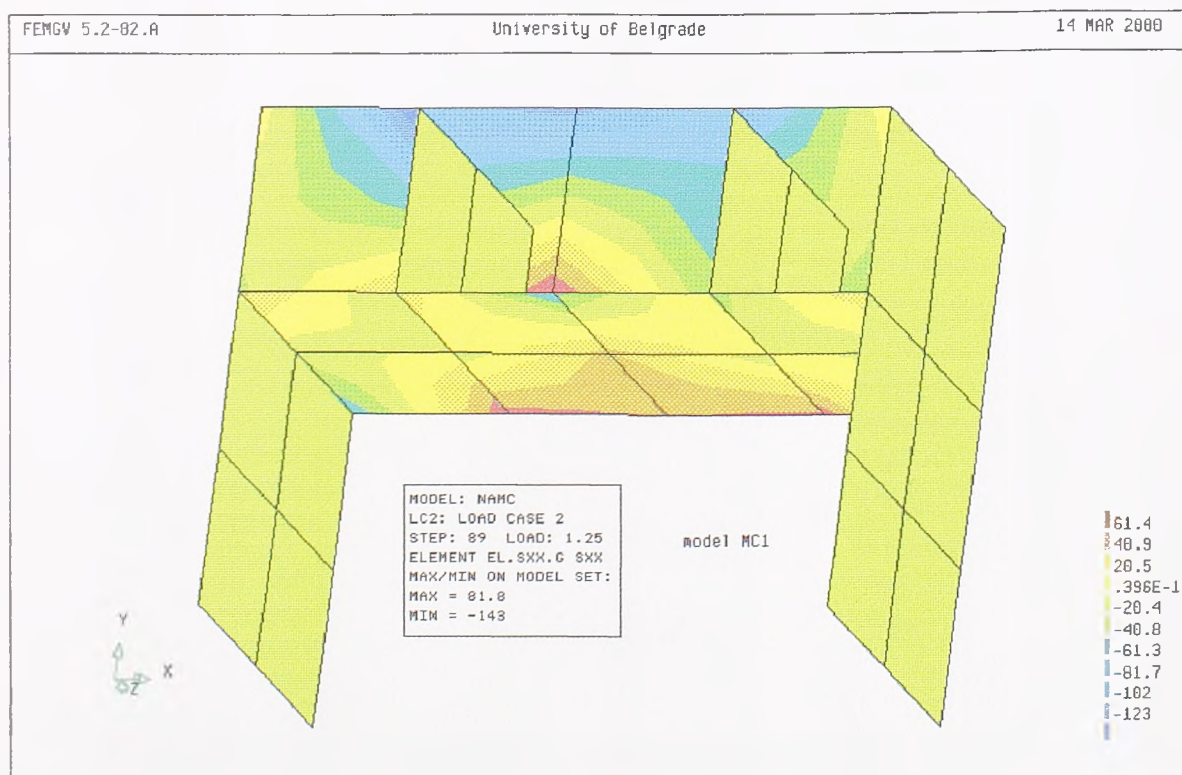
Slika 5.65 Naponi u gornjoj armaturi (MPa) u trenutku loma - sila 502 kN

Kao i u prethodnim modelima, nema izraženog tečenja ni u gornjoj ni u donjoj armaturi, u trenutku loma. Raspodela napona i njihove brojne vrednosti vrlo su slične vrednostima

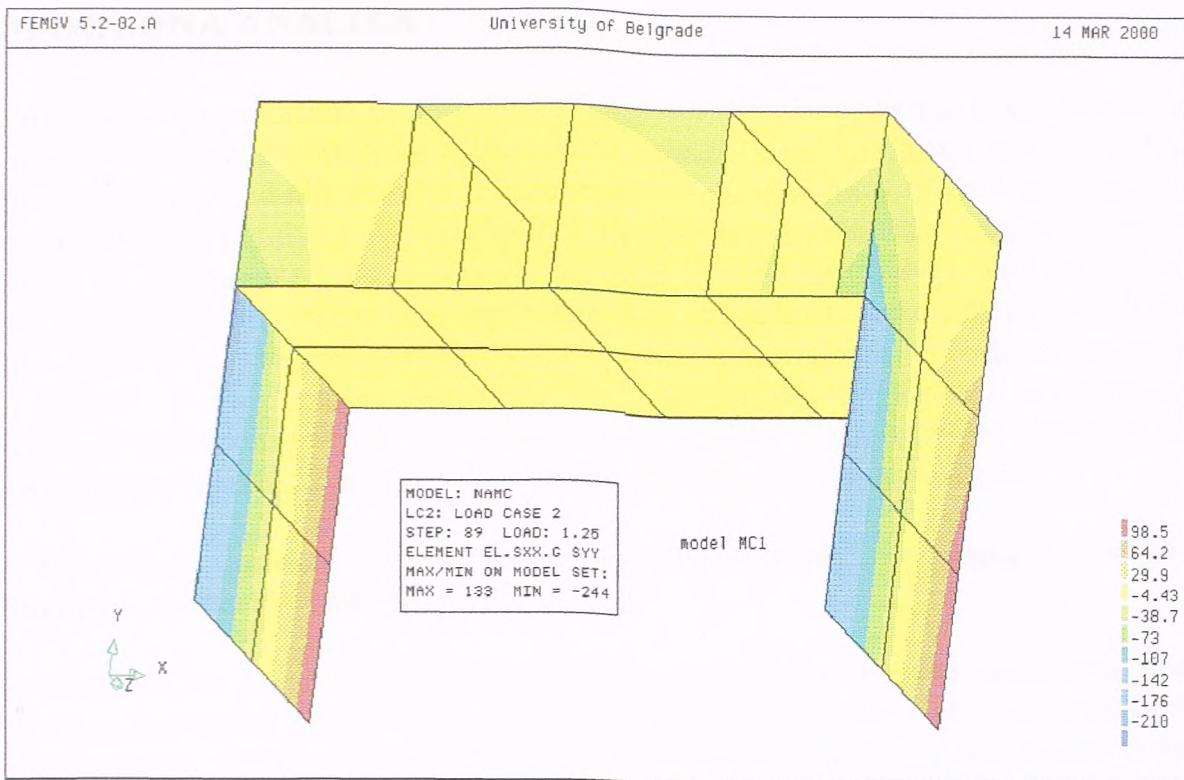


Slika 5.66 Naponi u donjoj armaturi (MPa) pri sili od 502 kN

dobijenim u modelima MC0 i MC10. Naponi u kragi u x i y pravcu, σ_x i σ_y , prikazani su na slikama 5.67 i 5.68.



Slika 5.67 Naponi σ_x (MPa) u kragi - sila 502 kN



Slika 5.68 Naponi σ_y (MPa) u kragni - sila 502 kN

Nema bitnih razlika u odnosu na modele MC0 i MC10, odnosno u uskim zonama naponi σ_y dostižu granicu tečenja od 240 MPa, dok su naponi σ_x znatno ispod tog napona.

6 UPOREDNA ANALIZA

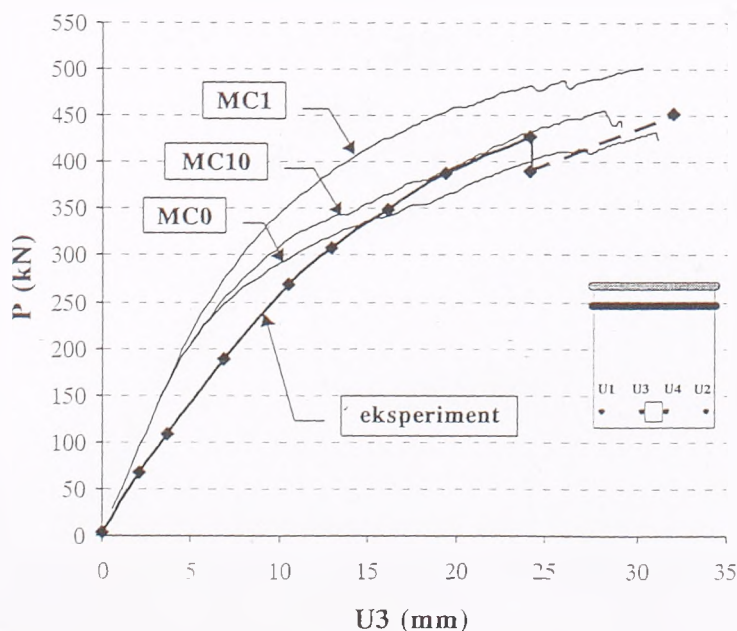
U ovom poglavlju prikazana je uporedna analiza rezultata sopstvenog eksperimentalnog ispitivanja i rezultata dobijenih nelinearnom numeričkom analizom, kao i uporedna analiza zahteva pojedinih propisa i eksperimentalnih rezultata. Poređenje sopstvenih eksperimentalnih rezultata sa rezultatima drugih istraživača nije izvršeno, pošto u literaturi nisu pronađena ispitivanja slična ovim. Naime, ispitivanja nosivosti ploča u oblasti ivičnih stubova, vršena su na modelima koji imaju krutu vezu između stuba i ploče i koji se odnose na klasično izvedene, a ne liftovane konstrukcije. U ovakvim modelima, veza između stuba i ploče opterećena je i momentom savijanja i istraživanja su koncipirana uglavnom tako da se ispituje uticaj veličine ekscentričnosti opterećenja na nosivost na probijanje, pa se rezultati ne mogu porediti sa ovim ispitivanjem.

6.1 Uporedna analiza sopstvenih eksperimentalnih rezultata i rezultata nelinearne numeričke analize

Uporedna analiza eksperimentalnih rezultata i rezultata nelinearne numeričke analize izvršena je za model S3, po parametrima: dijagrami sila-pomeranje, dilatacije betona, dilatacije čelika armature i dilatacije čelika "kragne". Razvoj slike prslina dobijen numeričkom analizom za ovaj model prikazan je u poglavlju 5.4, dok su prsline registrovane u eksperimentu prikazane u poglavlju 4.1.

6.1.1 Dijagrami sila-pomeranje

Na slici 6.1 prikazani su dijagrami zavisnosti između sile na presi P i pomeranja tačke iznad prese U_3 , dobijeni eksperimentalno i numerički, za tri različita modela ponašanja betona pri zatezanju. Kao što je već rečeno, u modelu MC0 usvojeno je krto ponašanje betona pri zatezanju, u celoj ploči. U modelu MC10, u delu ploče u zoni oko stuba zadržan je ovaj model, a u ostatku ploče usvojen je dijagram σ - ϵ sa linearnim omekšanjem. I konačno, u modelu MC1 σ - ϵ dijagram betona pri zatezanju sa linearnim omekšanjem usvojen je u celoj ploči.

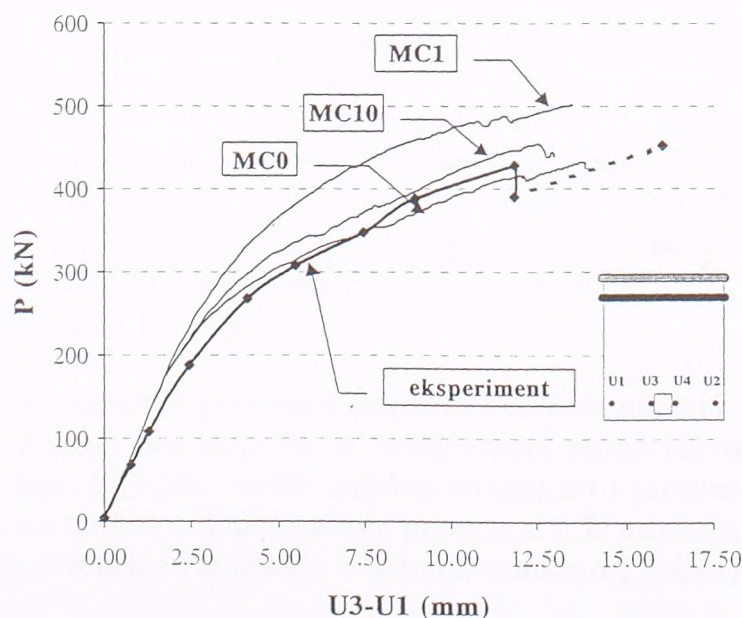


Slika 6.1 Zavisnost sila - pomeranje dobijena eksperimentalno i numerički, model S3

Eksperimentalna kriva je dobijena tako što je od ukupne sile na presi odbijen deo koji potiče od sopstvene težine i prethodnog naprezanja modela (to važi i za sva sledeća poređenja), pošto ova opterećenja nisu uneta u numerički model. S druge strane, od ukupnog merenog pomeranja odbijen je deo koji potiče od rotacije ploče kao krutog tela, koji je sračunat iz merenog pomeranja oslonaca, pošto su u numeričkom modelu oslonci nepomerljivi. U modelu S3 do loma je došlo pri sili od 428 kN (kada se od ukupne sile odbije sopstvena težina modela), nakon čega je sila pala na 380 kN. U tom trenutku pojavile su se pukotine u pritisnutom betonu u zoni uglova otvora za stub. Zatim su skinuti svi instrumenti da ne bi došlo do njihovog oštećenja pri probouju, i pri sili od 452 kN je došlo do potpunog proboga ploče. Pošto u tom trenutku nije mogao biti meren ugib, eksperimentalna kriva je produžena crtkasto do nivoa sile pri kome je došlo do proboga ploče.

Različito modeliranje ponašanja betona pri zatezanju utiče, sa jedne strane, na veličinu opterećenja loma (ali ne značajno), i sa druge strane, na krutost, odnosno deformacijske karakteristike modela, na šta utiče značajno. Ako se posmatraju samo krive dobijene numeričkom analizom na slici 6.1 može se primetiti da sve tri krive imaju isti nagib do izvesnog nivoa opterećenja (oko 200 kN), a zatim, sa povećanjem nivoa opterećenja rastu i razlike u krutosti, pri čemu se model MC1 značajno razlikuje i od modela MC10 i MC0 i od merene krive. Modeli MC0 i MC10 se u suštini ne razlikuju mnogo, jer oba u zoni u kojoj dolazi do loma imaju isti model betona pri zatezanju. Za razliku od njih, model MC1 ima u ovoj zoni beton sa linearnim omekšanjem pri zatezanju.

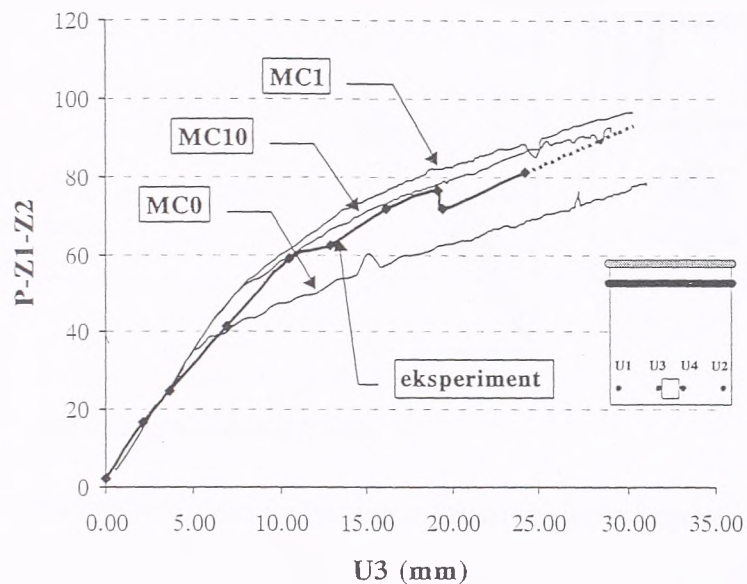
Očigledno je da je stvarno ponašanje ploče negde između modela MC0 i MC10, što su modeli sa krtim lomom pri zatezanju u zoni proboga. Razlika u početnoj krutosti između numeričkih krivih i eksperimentalne krive, kad još nije ni došlo do značajnijeg razvoja prslina, posledica je loše modeliranih konturnih uslova. Naime, pošto je krutost stvarnih oslonaca bila potpuno nepredvidljiva, nije je bilo moguće modelirati u numeričkoj analizi, pa su usvojeni nepomerljivi oslonci. Međutim, uticaj konturnih uslova može se eliminisati ukoliko se posmatra zavisnost razlike ugiba, recimo, tačaka U3 i U1, od sile na presi, što je prikazano na slici 6.2.



Slika 6.2 Zavisnost sila-pomeranje dobijena eksperimentalno i numerički, tačke U1 i U3

Pošto se može smatrati da je uticaj rotacije ploče kao krutog tela na deformaciju tačaka U1 i U3 isti, onda bi razlika ugiba ove dve tačke trebala da bude oslobođena uticaja pomerljivosti stvarnih oslonaca. Kada se zavisnost sila-pomeranje prikaže na ovaj način, dobija se mnogo bolje slaganje i u početnoj krutosti modela, dobijenoj eksperimentalno i numerički.

Na slici 6.3 prikazana je zavisnost između ukupne sile koja deluje na model (P-Z1-Z2) na kraju ploče i pomeranja tačke na mestu prese. Ovaj dijagram pokazuje da je eksperiment numerički dobro modeliran, tj. da je dobro modelirana krutost zatega i način vođenja eksperimenta, u modelima MC10 i MC1.



Slika 6.3 Zavisnost sila-pomeranje, eksperimentalno i numerički, za ukupno opterećenje

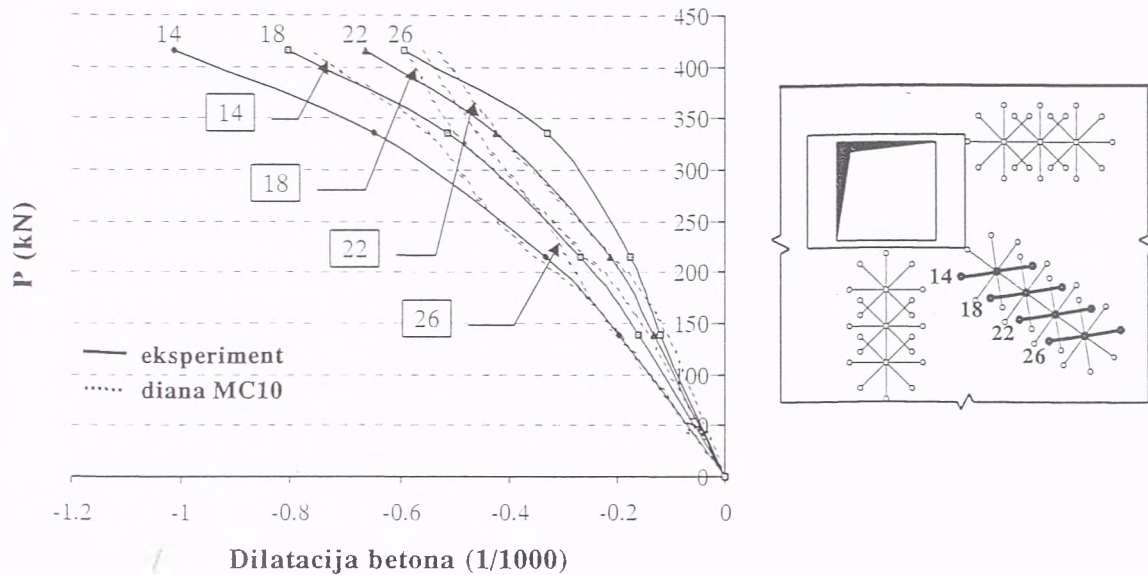
Naime, raspodela ukupnog opterećenja na podužni i poprečni pravac modela, odnosno veličina reakcija u zategama (Z1 i Z2) i reakcija u uklještenju zavisi i od krutosti modela. Dijagram na slici 6.3 pokazuje da modeli MC1 i MC10 bolje opisuju krutost modela kao celine (dakle, i u oblasti van zone probijanja), tj. daju realniju raspodelu opterećenja na podužni i poprečni pravac od modela MC0.

Iz svih prikazanih poređenja proizilazi da je krutost modela i granično opterećenje pri kome dolazi do loma najbolje opisano modelom MC10 - sila loma dobijena u ovom modelu iznosi 455 kN, a merena je 452 kN, što je praktično ista vrednost (u modelu MC0 sila loma iznosi 434 kN, što je odstupanje od merene sile od 4.8%, a u modelu MC1 503 kN, što je odstupanje od 10.3%).

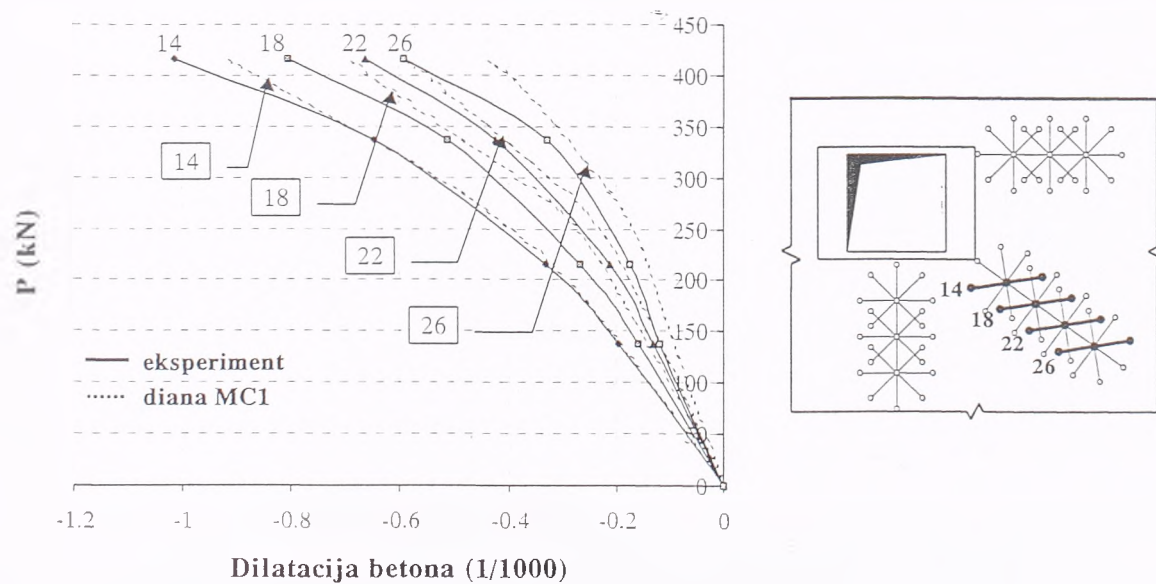
Ovakvo slaganje sa merenim podacima, naročito u slučaju modela MC10 i MC0, može se smatrati izvanrednim, i pokazuje da se nelinearnom numeričkom analizom uz pomoć programskog paketa DIANA može uspešno modelirati i problem probijanja ploča, uz pažljiv i odgovarajući izbor svih relevantnih parametara. U nastavku teksta biće prikazano poređenje i drugih veličina (dilatacija u betonu, armaturi i čeliku) koja će potvrditi ovu konstataciju.

6.1.2 Dilatacije u betonu

Na sledećim slikama biće prikazano poređenje merenih i numerički dobijenih dilatacija u betonu, na donjoj površini ploče, u kritičnoj zoni oko otvora za stub. Poređenje će biti prikazano za dva numerička modela: MC10, kod koga je u ovoj zoni usvojen model krto g loma pri zatezanju betona, i za model MC1, sa linearnim omekšanjem pri zatezanju betona.



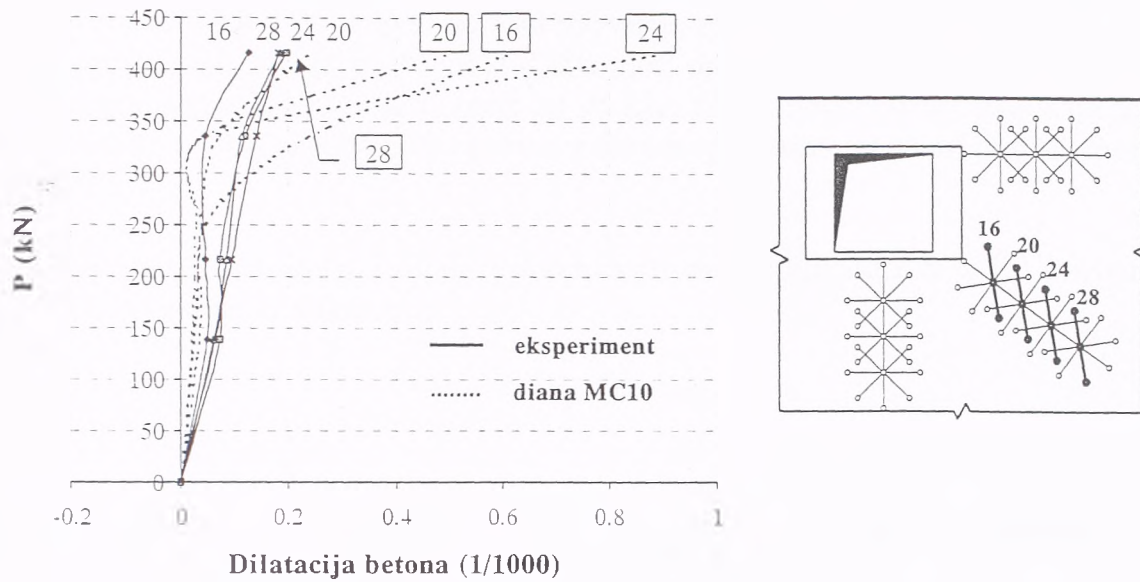
Slika 6.4 Merene i računske dilatacije betona u "dijagonalnom" pravcu, model MC10



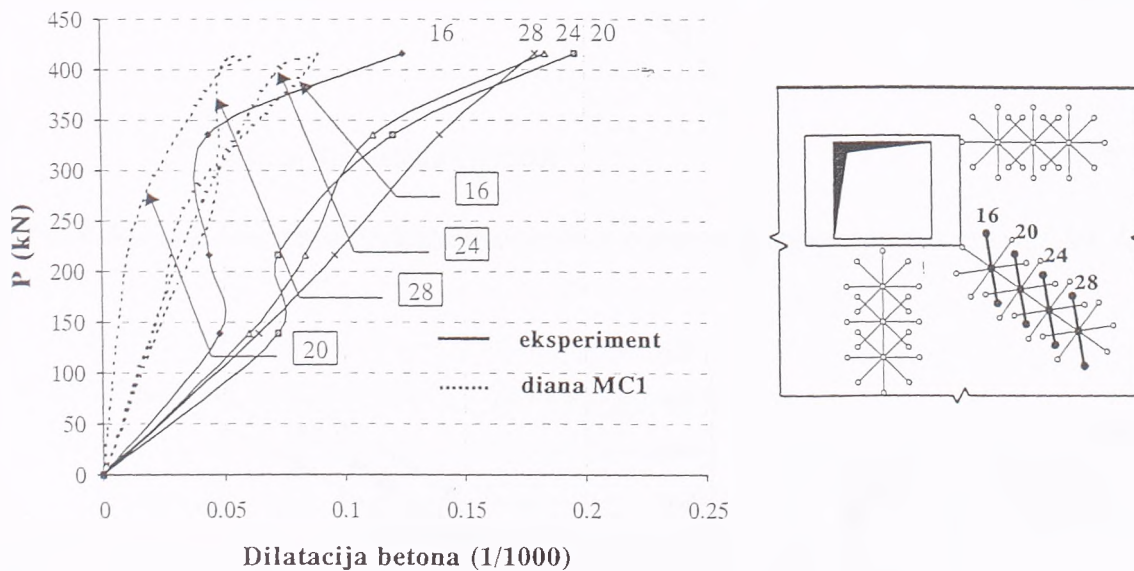
Slika 6.5 Merene i računske dilatacije betona u "dijagonalnom" pravcu, model MC1

Sa slika 6.4 i 6.5 može se videti da je slaganje između merenih i računskih dilatacija betona relativno dobro, i da model MC1 bolje opisuje dilatacije **pritiska** u betonu od modela MC10. Naime, i na veličinu dilatacija pritiska u betonu utiče usvojeni model koji opisuje ponašanje betona pri zatezanju.

Na veličinu dilatacija zatezanja u betonu bitno utiče usvojeni model za ponašanje betona pri zatezanju, što je i prirodno. Na slikama 6.6 i 6.7 prikazane su merene i računске dilatacije zatezanja betona u "dijagonalnom" pravcu, u pravcu upravnom na dilatacije pritiska prikazane na slikama 6.4 i 6.5.



Slika 6.6 Merene i računске dilatacije betona u "dijagonalnom" pravcu, model MC10



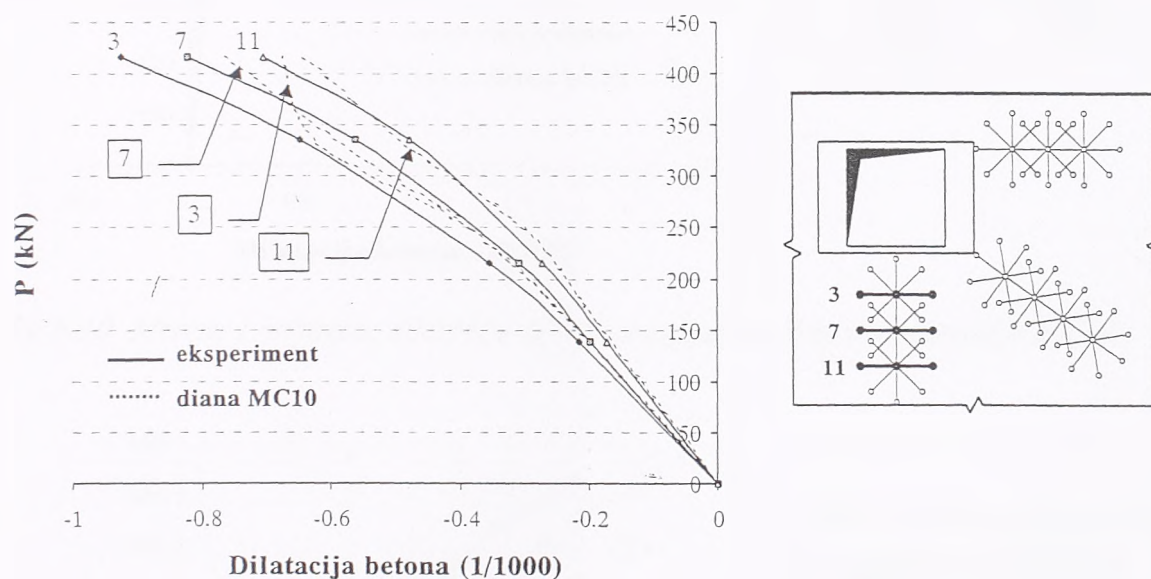
Slika 6.7 Merene i računске dilatacije u "dijagonalnom" pravcu, model MC1

Zbog usvojenog krtog loma pri zatezanju betona, model MC10 je mekši od modela MC1, i pri nivou opterećenja od 416 kN (što je bilo poslednje merenje pred lom), u modelu MC10 je već došlo do pojave prslina u ovoj zoni i odatle nerealno velike dilatacije (0.2% - 0.8%), što su u stvari "razmazane" dilatacije zatezanja koje u određenoj zapremini oko Gausove tačke obuhvataju i prsline. U modelu MC1, koji je kruti, na ovom nivou opterećenja očigledno ili još nije došlo do pojave prslina u ovoj zoni (dilatacije su manje od 0.07 %, a dilatacija koja odgovara početku otvaranja prsline jednaka je

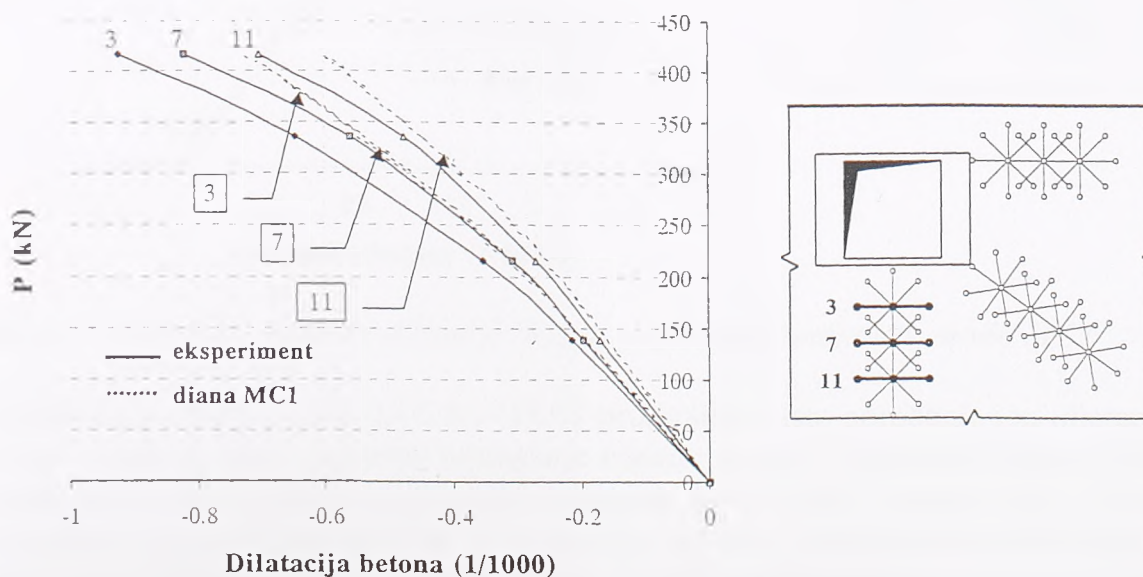
$f_t/E_a=3.22/33.3=0.1\%$), ili, ukoliko je došlo do otvaranja prslina, beton je još uvek na grani "omekšanja", pa su i prosečne dilatacije zatezanja u ovom modelu znatno manje.

Do ponašanja betona kakvo je prikazano crtkastim linijama na slici 6.6 (model MC10) u eksperimentu dolazi u sledećem kořaku opterećenja koji nije meren, kada se upravo u ovoj zoni, upravo na merna mesta 16, 20, 24 i 25, javlja pukotina, odnosno dolazi do loma. U modelu MC1 do naglog porasta dilatacija zatezanja betona u ovoj zoni dolazi na nivou opterećenja koji je nešto viši od stvarnog opterećenja loma, pa je model MC10 nešto mekši, a model MC1 nešto krući od stvarne ploče. Nagli porast dilatacija zatezanja betona u ovoj zoni znači otvaranje prslina, odnosno pukotina i u stvari, najavljuje lom ove zone ploče.

Isti trend ponašanja imaju i dilatacije betona u ovoj zoni ploče u x i y pravcu, što je prikazano na sledećim slikama.

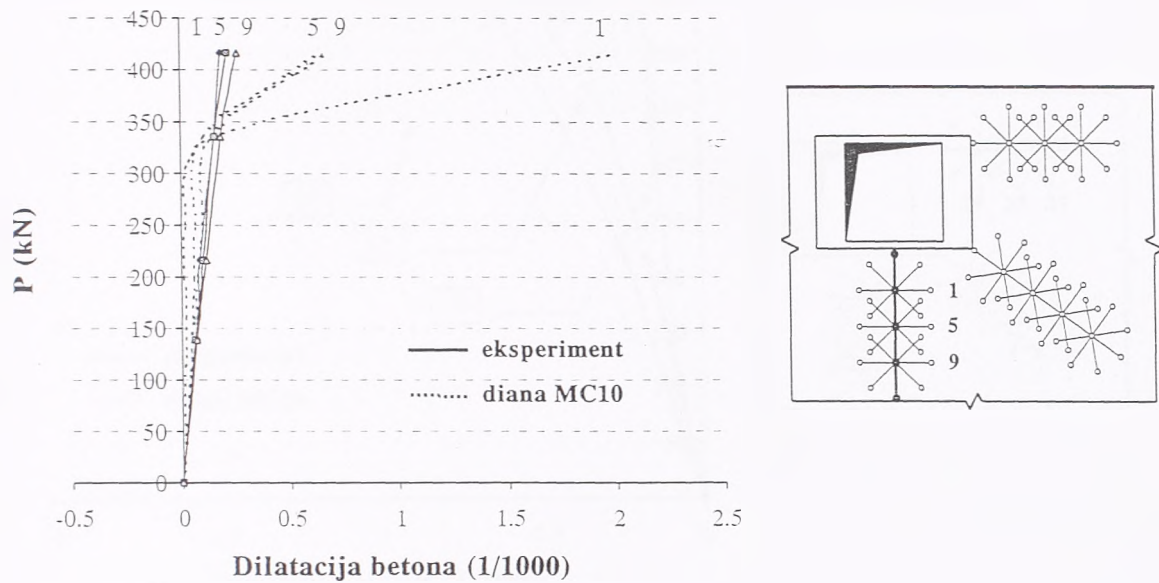


Slika 6.8 Merene i računске dilatacije betona u x-pravcu (tangencijalne), model MC10

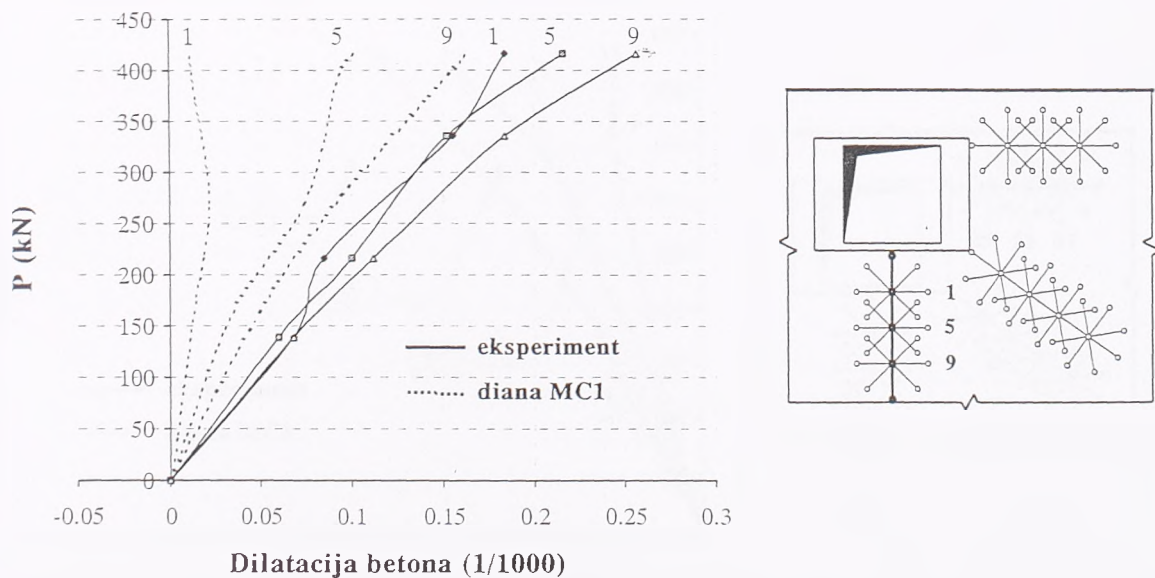


Slika 6.9 Merene i računске dilatacije betona u x-pravcu (tangencijalne), model MC1

Može se konstatovati relativno dobro slaganje merenih i računskih dilatacija pritiska u betonu, bez obzira na način modeliranja ponašanja betona pri zatezanju, dakle i za model MC10 i za model MC1. Međutim, kod dilatacija zatezanja, u modelu MC10 na poslednjem nivou opterećenja dolazi do naglog porasta dilatacija naročito na mernom mestu broj 3, dok u modelu MC1 prosečne dilatacije su još ispod dilatacije koja odgovara početku otvaranja prslina, slike 6.10 i 6.11.



Slika 6.10 Merene i računске dilatacije betona u x-pravcu (radijalne), model MC10

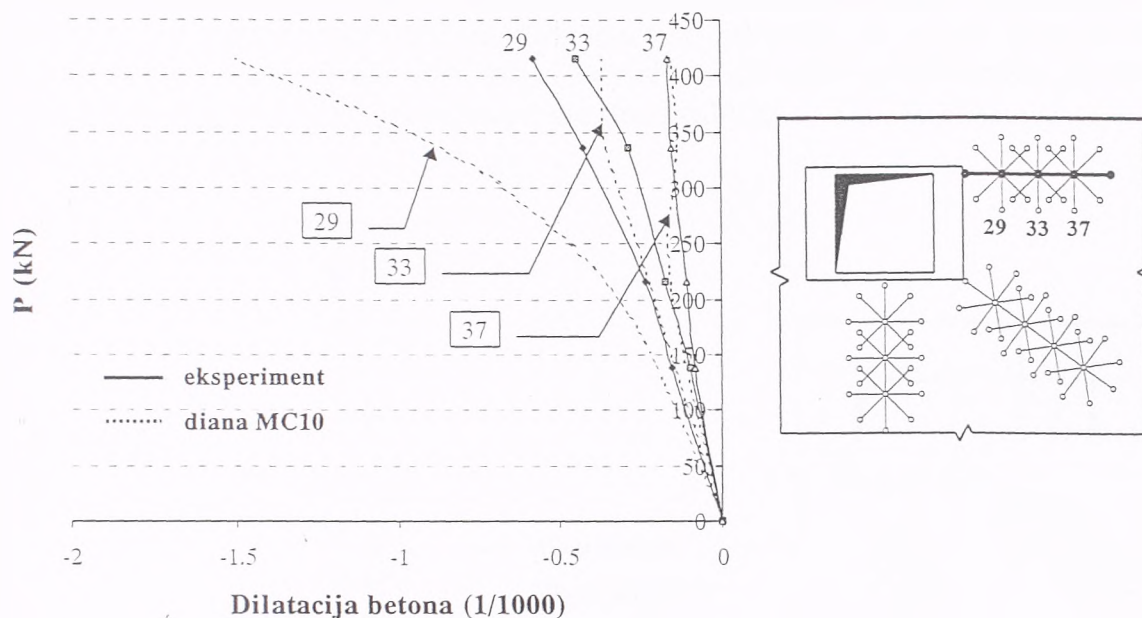


Slika 6.11 Merene i računске dilatacije betona u x-pravcu (radijalne), model MC1

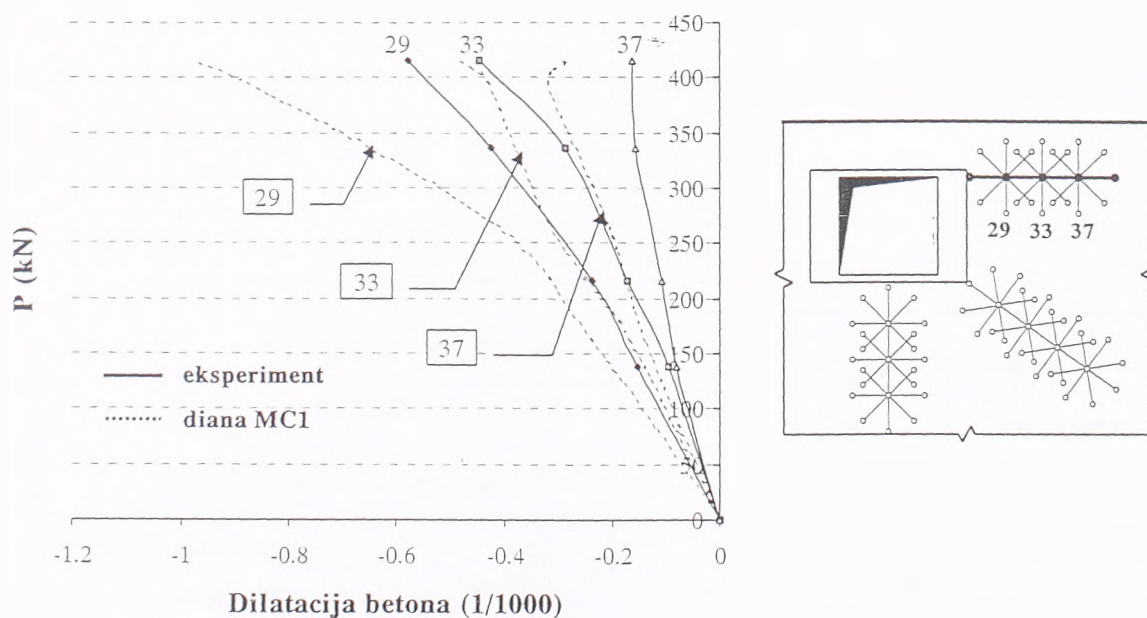
I konačno, na slikama 6.12, 6.13, 6.14 i 6.15 prikazano je isto poređenje i za dilatacije u y-pravcu. Ovde se može primetiti neslaganje između merene i računске dilatacije pritiska betona na mernom mestu broj 29, kako u modelu MC10, tako i modelu MC1. Ovo može biti posledica naponskog špica na ovom mestu, koji se ne može izmeriti deformetrom sa bazom od 250 mm, kojim se uvek dobija prosečna dilatacija na dužini od 250 mm. Uopšte, veličina baze od 250 mm je prevelika za oblasti koje imaju visoki gradijent

promene dilatacija, odnosno napona u betonu, što je karakteristično za područja oko uglova otvora, naročito u x i y pravcu.

Što se tiče dilatacija zatezanja u betonu (slike 6.14 i 6.15), merene tangencijalne dilatacije u y pravcu menjaju znak, tj. sa povećanjem opterećenja iz pritiska prelaze u zatezanje.



Slika 6.12 Merene i računске dilatacije betona u y-pravcu (radijalne), model MC10

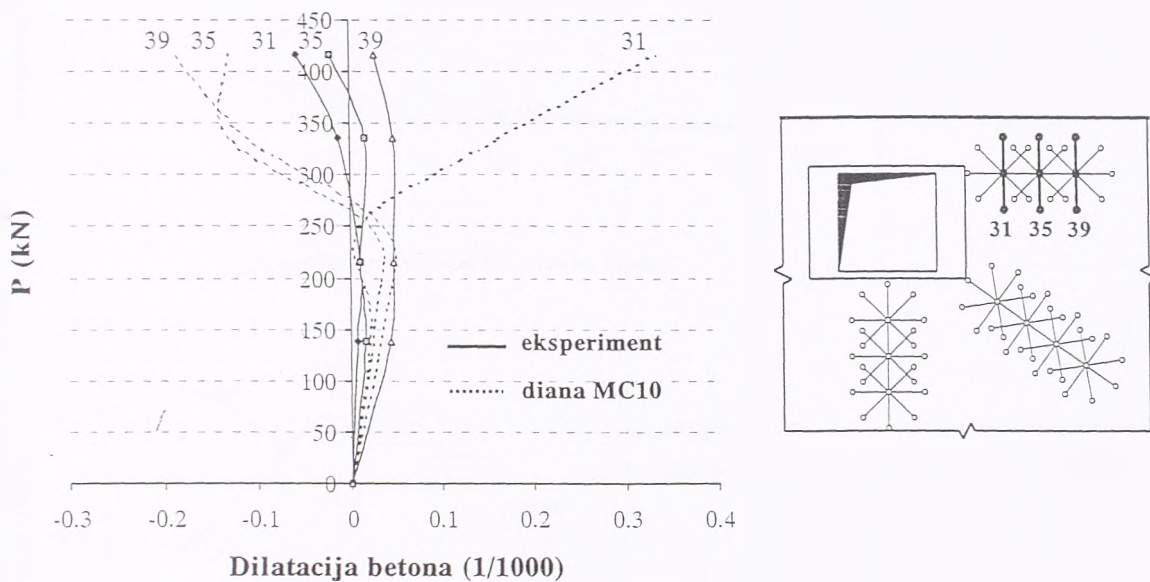


Slika 6.13 Merene i računске dilatacije betona u y-pravcu (radijalne), model MC1

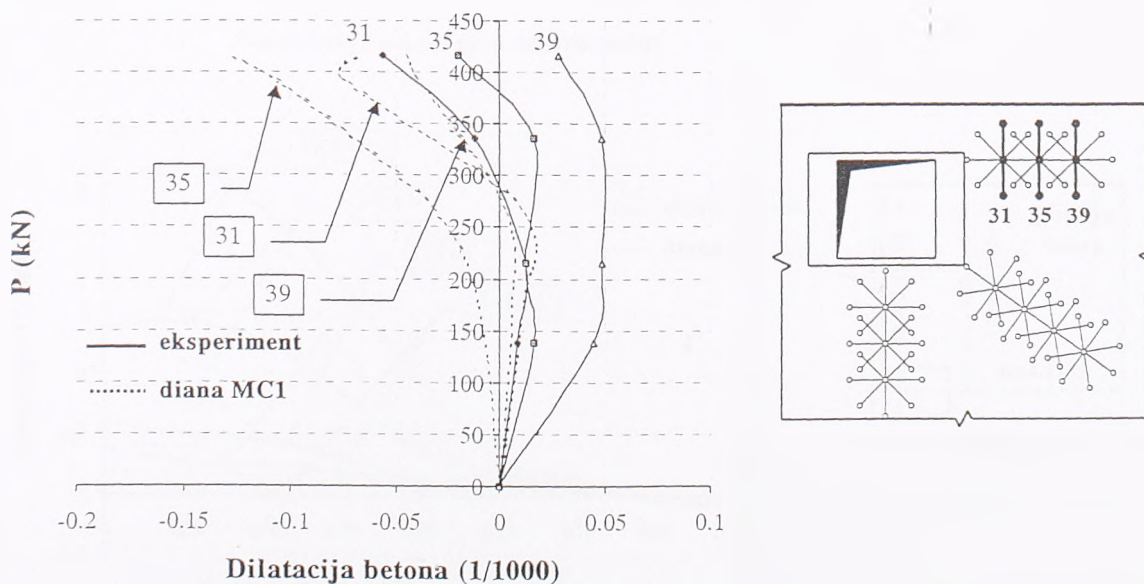
U oba numerička modela ove dilatacije su dilatacije pritiska i stoga su istog reda veličine, osim što u modelu MC10 dilatacija na mernom mestu broj 31 prelazi u zatezanje na poslednjem nivou opterećenja. Na poslednjem nivou opterećenja, međutim, merene dilatacije na sva tri merna mesta su zatezanja, tj. oba numerička modela "kasne" u odnosu na merene dilatacije, slike 6.14 i 6.15.

Iz svega napred navedenog, može se zaključiti sledeće:

- dilatacije pritiska u betonu ne zavise bitno od načina modeliranja ponašanja betona pri zatezanju, i oba numerička modela (MC10 i MC1) daju slične vrednosti dilatacija pritiska. Slaganje merenih i računski dobijenih dilatacija može se smatrati sasvim zadovoljavajućim;
- dilatacije zatezanja u betonu naravno zavise od načina opisivanja ponašanja betona pri zatezanju i iz napred navedene analize, može se zaključiti da model krtoq loma usled zatezanja daje nešto mekši odgovor, a model sa linearnim omekšanjem pri zatezanju nešto krući odgovor od stvarnog odgovora konstrukcije.



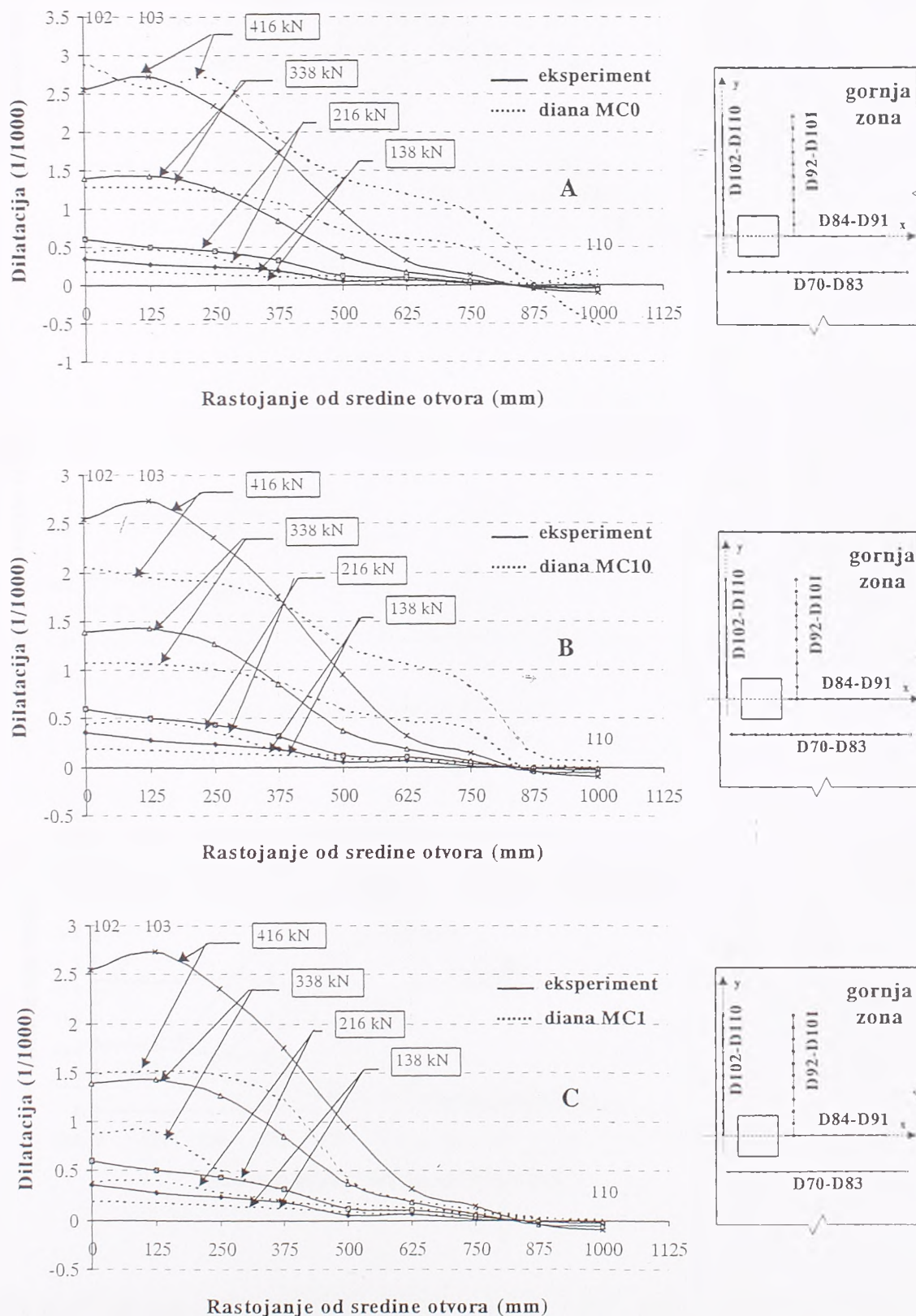
Slika 6.14 Merene i računске dilatacije betona u y-pravcu (tangencijalne), model MC10



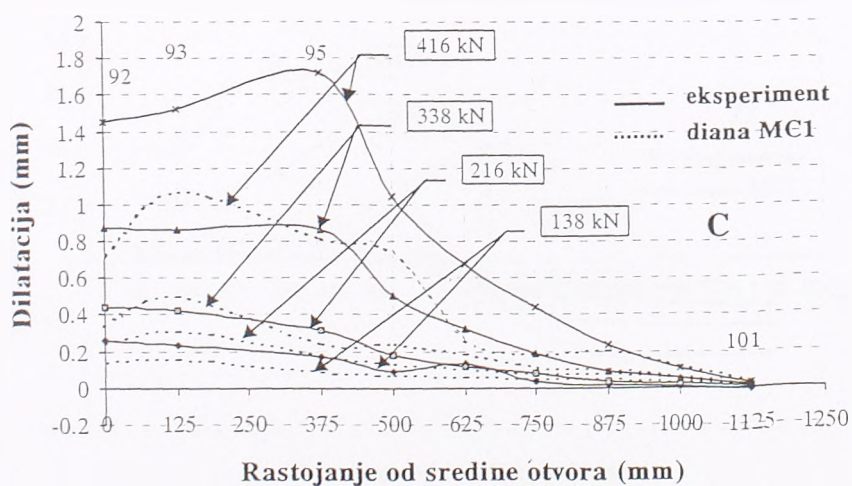
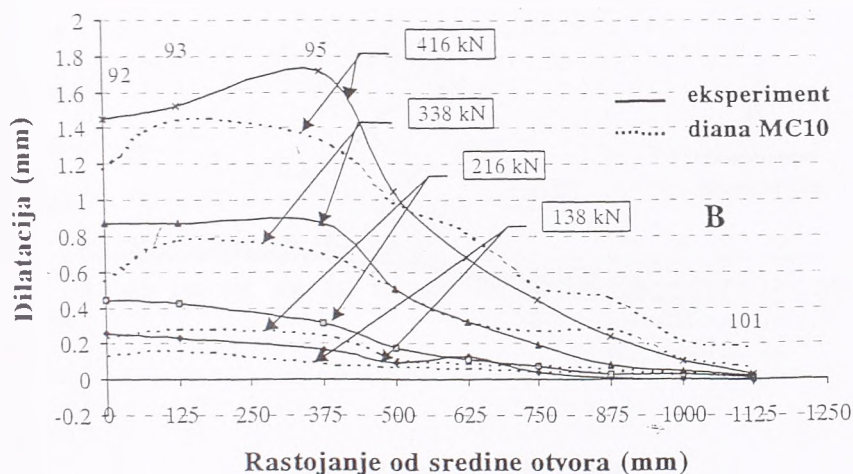
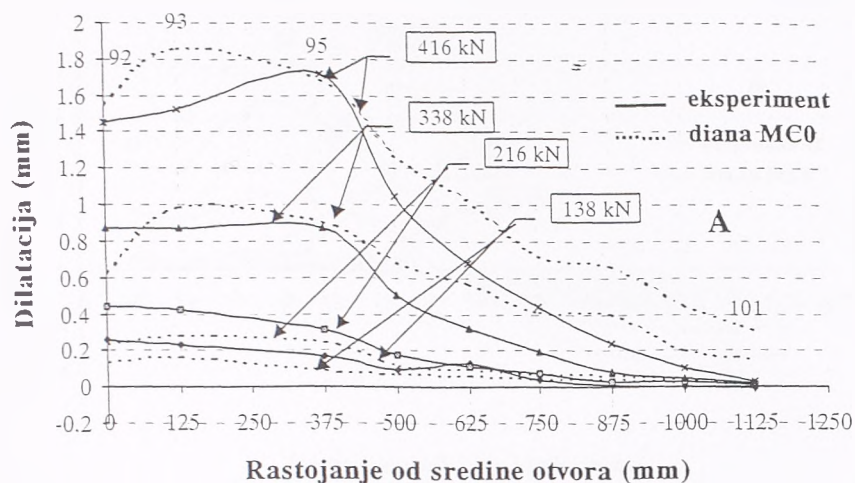
Slika 6.15 Merene i računске dilatacije betona u y-pravcu (tangencijalne), model MC1

6.1.3 Dilatacije u armaturi

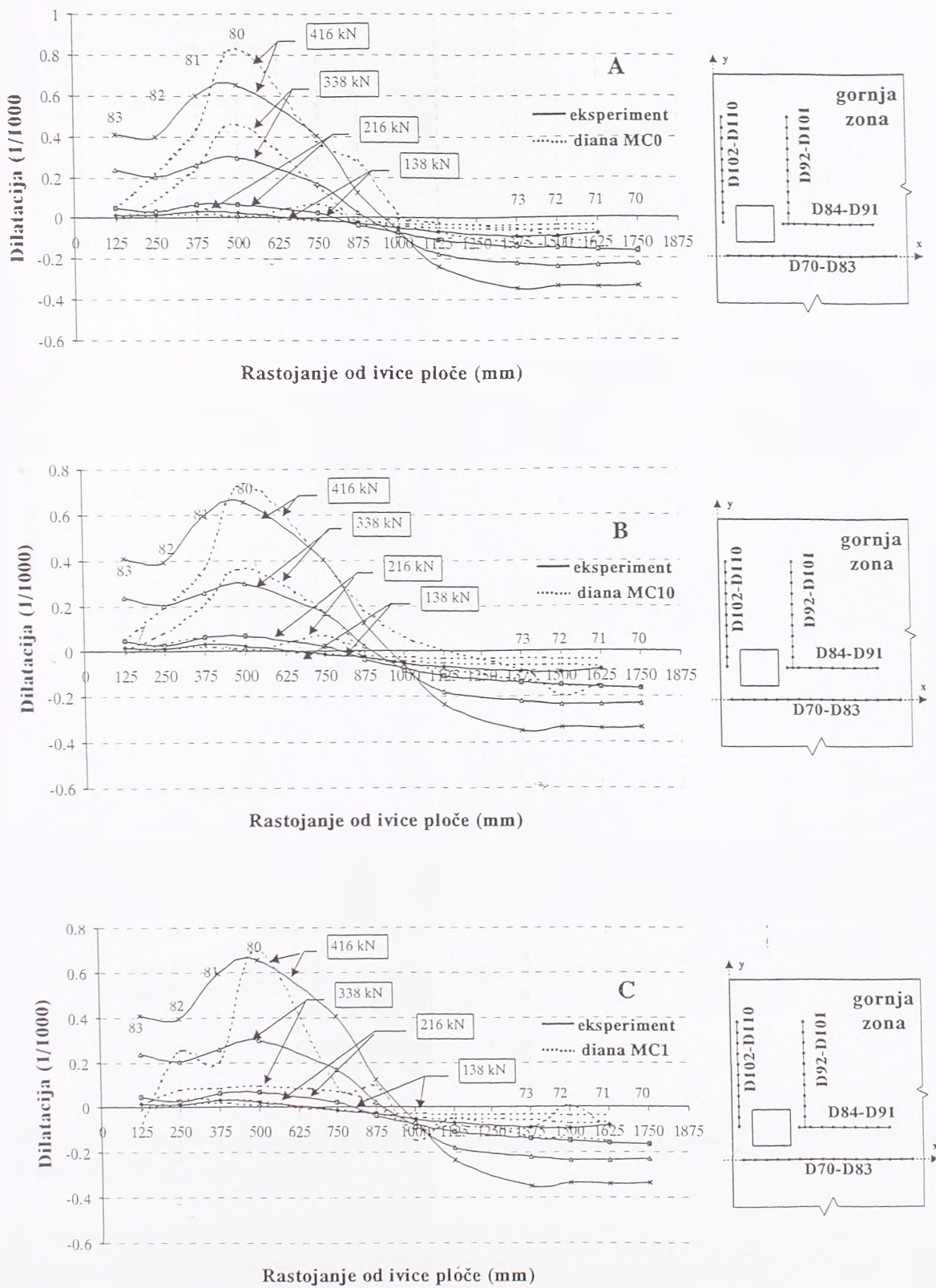
Kao što je već rečeno, dilatacije u armaturi merene su na nekoliko izabranih šipki u gornjoj, odnosno donjoj armaturi. Na sledećim slikama prikazana su poređenja merenih i računskih dilatacija u armaturi za sva tri numerička modela - MC0, MC10 i MC1.



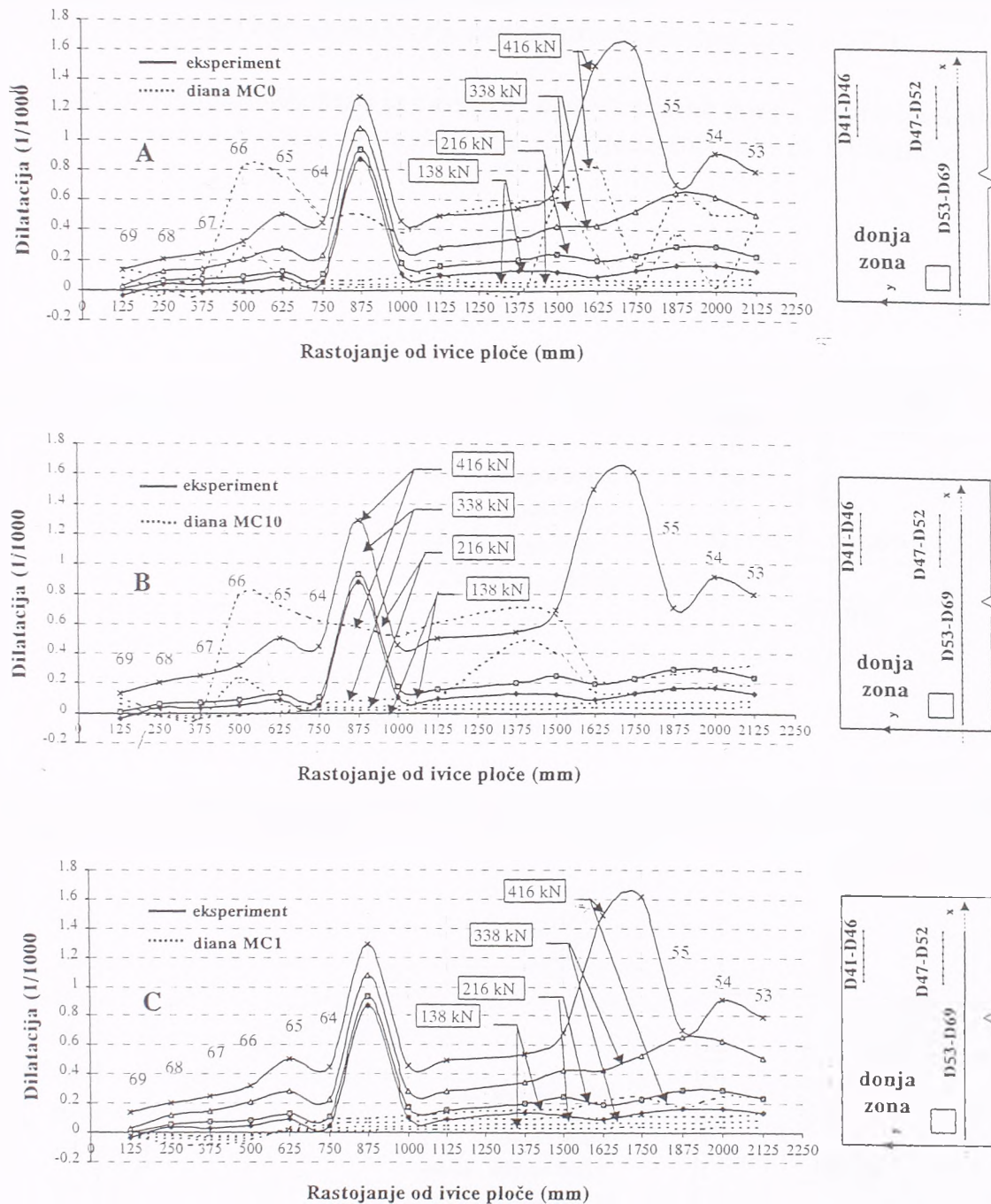
Slika 6.16 Merene i računске dilatacije u armaturi, merna mesta 102-110; A - model MC0, B - model MC10, C - model MC1



Slika 6.17 Merene i računске dilatacije u armaturi, merna mesta 92-101; A - model MC0, B - model MC10, C - model MC1



Slika 6.18 Merene i računске dilatacije u armaturi, merna mesta 70-83; **A** - model MC0, **B** - model MC10, **C** - model MC1

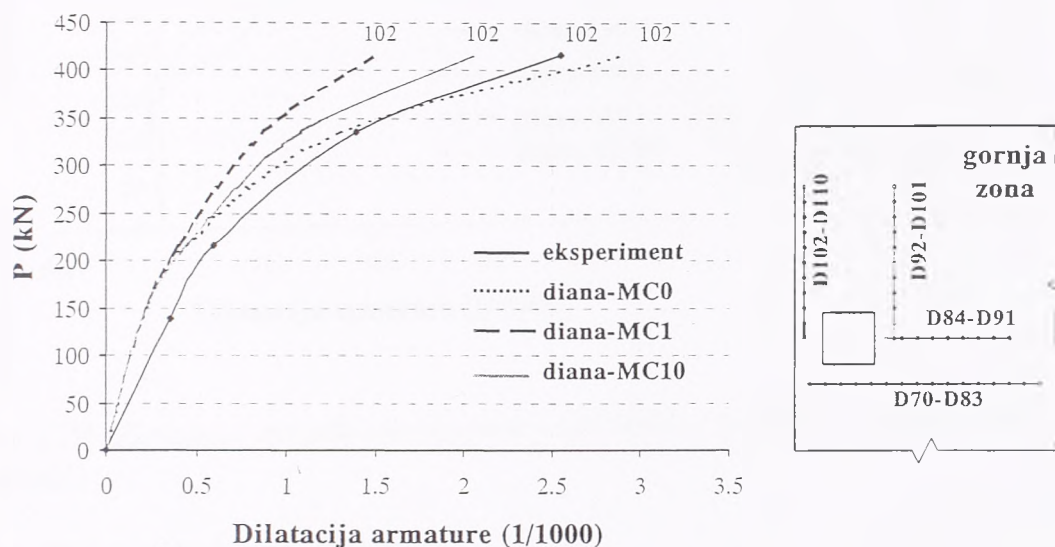


Slika 6.19 Merene i računске dilatacije u armaturi, merna mesta 53-69; A - model MC0, B - model MC10, C - model MC1

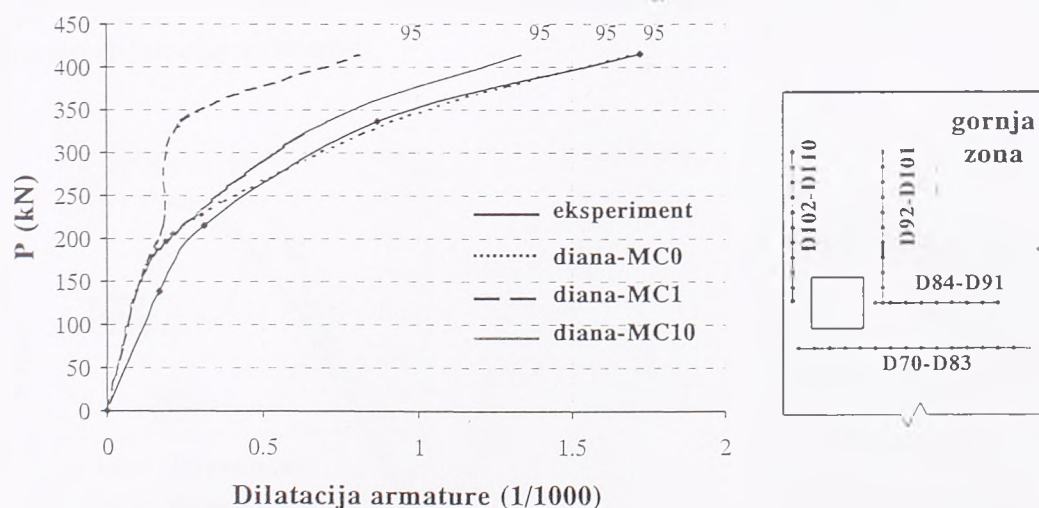
Za sva merna mesta osim mernih mesta 70-83 (šipka u gornjoj zoni u x-pravcu) očigledno je da je najbolje slaganje između modela MC0 i merenih podataka. Naime, izgleda da model sa linearnim omekšanjem pri zatezanju betona (MC1) precenjuje učešće betona u prenošenju napona zatezanja, što dovodi do znatno manjih dilatacija u armaturi od merenih. Za razliku od ovog modela, model sa krivim ponašanjem betona pri zatezanju (MC0) daje dobro slaganje sa merenim dilatacijama u armaturi, pa su i mesta prslina dobro pogodena, što se naročito može videti na slici 6.19 (A). Iako su ukupne računске dilatacije u poslednjem merenom koraku manje od merenih, mesta prslina (skok u dilataciji armature) pomerena su za svega 10-20 cm u odnosu na merena.

Model MC1, osim za merna mesta 70-83, i to samo u poslednjem merenom koraku opterećenja, konstantno daje znatno niže dilatacije u armaturi od merenih, a model MC10 je, kao što je i bilo za očekivati, negde između modela MC0 i MC1.

Na sledećim slikama prikazana je zavisnost između sile na presi i dilatacija u armaturi na nekoliko izabranih mernih mesta, merena i dobijena računski za tri različita numerička modela.



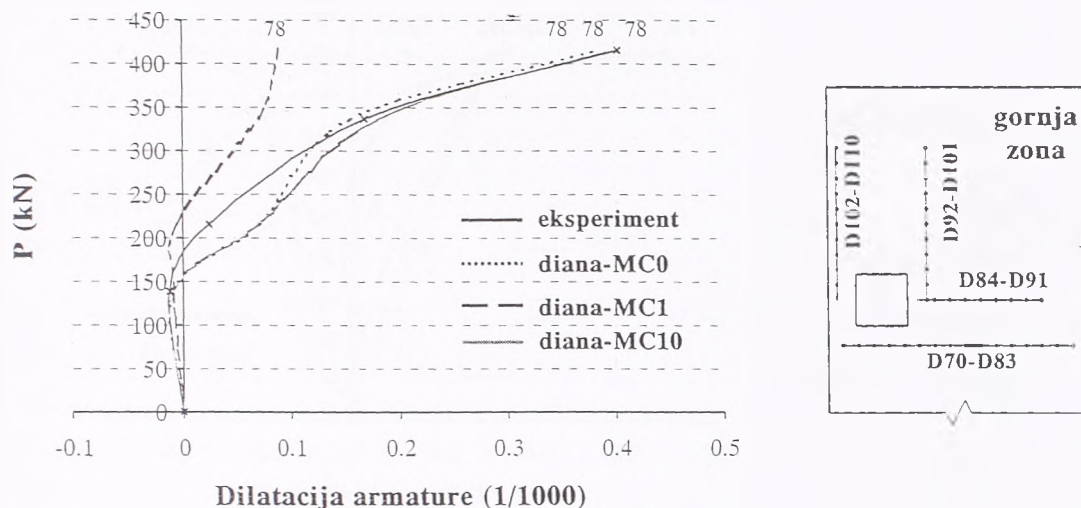
Slika 6.20 Zavisnost između sile na presi i dilatacije u armaturi, merno mesto 102, mereno i računski



Slika 6.21 Zavisnost između sile na presi i dilatacije u armaturi, merno mesto 95, mereno i računski

Merena i računski početna krutost se očigledno ne slažu, ali sa povećanjem opterećenja računski i merena kriva se približavaju. Do pojave prslina, početna krutost za sva tri numerička modela je ista, a zatim sa razvojem prslina se krive "razilaze" i stvarno ponašanje najbolje opisuje model MC0. Treba takođe primetiti da krivljenje i merenog i računskog dijagrama počinje na otprilike istom opterećenju, bar kod modela MC0 i MC10, što znači da se poklapa početak nelinearnog ponašanja, koji je posledica, pre

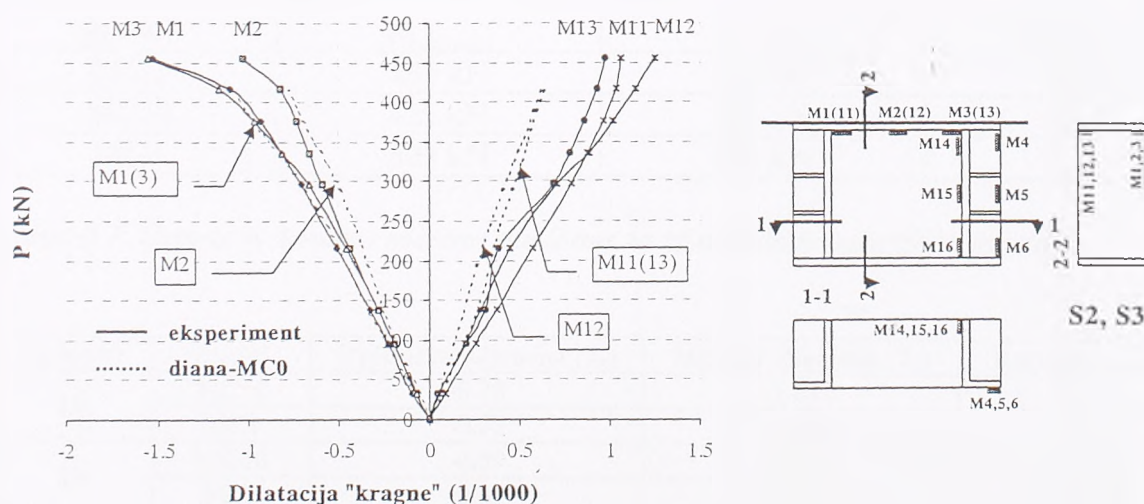
svoga, pojave mikro i makro prslina. Na slici 6.22 prikazan je isti dijagram za merno mesto 78.



Slika 6.22 Zavisnost između sile na presi i dilatacije u armaturi, merno mesto 78, mereno i računski

6.1.4 Dilatacije čelika "kragne"

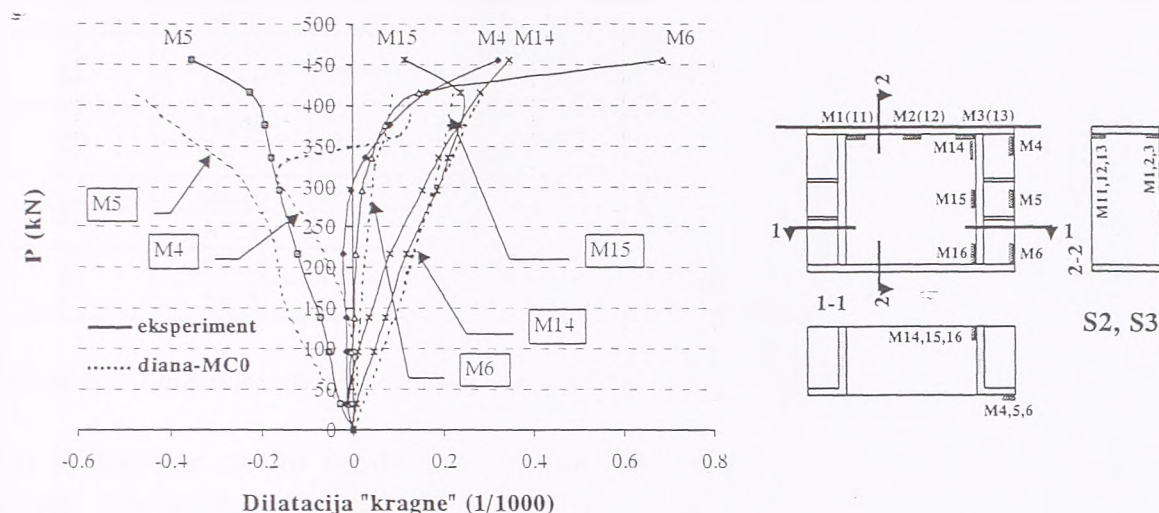
Na sledećim slikama prikazane su merene i računске dilatacije u čeliku "kragne" i to samo za jedan numerički model - model MC0. Naime, iako preraspodela uticaja između betona i čelika mora da zavisi od krutosti betona u ovoj zoni ploče, a ona je svakako funkcija stanja isprskalosti, rezultati numeričke analize za sva tri modela daju veoma slične vrednosti dilatacija u "kragni".



Slika 6.23 Merene i računске dilatacije čelika "kragne", y-pravac

Očigledna su odstupanja u dilatacijama na mernim mestima M11(13) i M12, naime, računске dilatacije su znatno manje od merenih. Takođe je veliko odstupanje na mernom mestu M5, slika 6.24, ali je ono posledica dejstva koncentrisane sile u modelu, što dovodi

do koncentracije napona, dok je u eksperimentu sila delovala preko pločice određenih dimenzija, pa je i merena dilatacija na ovom mestu naravno manja.



Slika 6.24 Merene i računске dilatacije čelika "kragne", x-pravac

Rezime

U sledećim tabelama prikazana su računska i merena granična opterećenja, kao i računске i merene dilatacije betona pri pritisku i dilatacije armature, za različite numeričke modele, i njihovi odnosi. Kod prikaza dilatacija u betonu i armaturi, izabrana su merna mesta koja se nalaze u kritičnoj zoni ploče u kojoj dolazi do loma usled probijanja, odnosno oko 3d od ivice "kragne", a poređenje je prikazano za nivo opterećenja od 416 kN, odnosno za poslednje merenje pred lom.

model	$P_{u, \text{računski}}$	$P_{u, \text{mereno}}$	$\frac{P_{u, \text{rač}}}{P_{u, \text{mer}}}$
MC0	434 kN	452 kN	0.960
MC10	455 kN	452 kN	0.993
MC1	503 kN	452 kN	1.113

Tabela 6.1 Odnos računске i merene sile loma za tri različita numerička modela

m.mesto	model	Računska dilatacija (%)	Merena dilatacija (%)	Računska/merena
14	MC10	-0.76	-1.012	0.751
	MC1	-0.92	-1.012	0.909
18	MC10	-0.59	-0.804	0.734
	MC1	-0.69	-0.804	0.858
22	MC10	-0.53	-0.664	0.798
	MC1	-0.59	-0.664	0.889
26	MC10	-0.56	-0.592	0.946
	MC1	-0.44	-0.592	0.743

Tabela 6.2 Odnos merenih i računskih dilatacija pritiska u betonu za dva numerička modela

m.mesto	model	Računska dilatacija (%)	Merena dilatacija (%)	Računska/merena
3	MC10	-0.674	-0.924	0.729
	MC1	-0.73	-0.924	0.79
7	MC10	-0.76	-0.82	0.927
	MC1	-0.73	-0.82	0.89
11	MC10	-0.64	-0.704	0.909
	MC1	-0.6	-0.704	0.852
29	MC10	-1.5	-0.576	2.604
	MC1	-0.97	-0.576	1.684
33	MC10	-0.37	-0.444	0.833
	MC1	-0.48	-0.444	1.081
37	MC10	-0.16	-0.164	0.976
	MC1	-0.18	-0.164	1.097

Tabela 6.2 Odnos merenih i računskih dilatacija pritiska u betonu za dva numerička modela

Ako se izuzme merno mesto broj 29 (za koje je već dato objašnjenje), iz prikazanih odnosa računskih i merenih podataka mogu se izvući dva zaključka. Prvi je, da su računске dilatacije konstantno manje od merenih, i u modelu MC10 i u modelu MC1. Drugi je da oba modela daju dilatacije betona pri pritisku sa približno istom tačnošću. Naime, za model MC1 odnos računskih i merenih dilatacija se kreće od 0.743 do 1.097, sa srednjom vrednošću od 0.854, a za model MC10 od 0.729 do 0.976, sa srednjom vrednošću od 0.876. Očigledno je da se razlike između merenih i računskih dilatacija u betonu kreću do 30% a da je prosečno odstupanje oko 15%, i to na nivou opterećenja od 416 kN (sila loma 456 kN). Na nižim nivoima opterećenja ove razlike su značajno manje.

U tabeli 6.3 prikazan je odnos računskih i merenih dilatacija u armaturi, za izabrana merna mesta, za sva tri numerička modela i pri nivou opterećenja od 416 kN.

m.mesto	model	Računska dilatacija (%)	Merena dilatacija (%)	Računska/merena
102	MC0	2.892	2.544	1.137
	MC10	2.065	2.544	0.818
	MC1	1.502	2.544	0.590
103	MC0	2.591	2.732	0.948
	MC10	1.955	2.732	0.716
	MC1	1.531	2.732	0.560
104	MC0	2.712	2.352	1.153
	MC10	1.896	2.352	0.806
	MC1	1.488	2.352	0.633
105	MC0	1.931	1.748	1.105
	MC10	1.726	1.748	0.987
	MC1	1.222	1.748	0.699
92	MC0	1.548	1.448	1.069
	MC10	1.177	1.448	0.813
	MC1	0.721	1.448	0.498
93	MC0	1.859	1.524	1.219
	MC10	1.447	1.524	0.949
	MC1	1.071	1.524	0.703
95	MC0	1.69	1.72	0.983
	MC10	1.339	1.72	0.778
	MC1	0.817	1.72	0.475

Tabela 6.3 Odnos merenih i računskih dilatacija u armaturi za sva tri numerička modela

m.mesto	model	Računska dilatacija (%)	Merena dilatacija (%)	Računska/merena
96	MC0	1.274	1.048	1.216
	MC10	0.992	1.048	0.947
	MC1	0.734	1.048	0.700
82	MC0	0.222	0.396	0.561
	MC10	0.191	0.396	0.482
	MC1	0.254	0.396	0.642
81	MC0	0.433	0.596	0.726
	MC10	0.363	0.596	0.609
	MC1	0.203	0.596	0.341
80	MC0	0.834	0.652	1.279
	MC10	0.740	0.652	1.135
	MC1	0.701	0.652	1.075
78	MC0	0.381	0.404	0.944
	MC10	0.394	0.404	0.975
	MC1	0.089	0.404	0.219

Tabela 6.3 Odnos računskih i merenih dilatacija u armaturi za sva tri numerička modela

Ako se izuzme merno mesto broj 82, može se zaključiti sledeće: model MC1 daje izuzetno niske dilatacije u armaturi, odnosno znatno niže od merenih. U modelu MC0 odnos računskih i merenih dilatacija se kreće od 0.726 do 1.279, sa srednjom vrednošću ovog odnosa u iznosu od 1.071. U modelu MC10 ovaj odnos se kreće od 0.609 do 1.135 sa srednjom vrednošću od 0.867. Najbolje slaganje sa merenim podacima daje model MC0, sa razlikama u odnosu na merene vrednosti do 30 %, ali sa prosečnim odstupanjem od oko 7 %.

Iz svega napred rečenog može se zaključiti sledeće:

a. *granično opterećenje*

- u modelu MC0 odstupanje od merene sile loma iznosi 4.0 %
- u modelu MC10 odstupanje od merene sile loma iznosi 0.07%
- u modelu MC1 odstupanje od merene sile loma iznosi 11.3 %

b. *krutost ploče*

najmanje odstupanje od merene krive (slika 6.2) daje model MC0, mada se može reći da je zadovoljavajuće slaganje i u modelu MC10; za razliku od ova dva modela, model MC1 je znatno krući od stvarne konstrukcije

c. *dilatacije betona*

dilatacije pritiska u betonu oba modela (suštinski različita) MC10 i MC1 opisuju sa približno istom tačnošću - odstupanja od merenih vrednosti se kreću do 30%, a prosečno odstupanje iznosi oko 15%

d. *dilatacije u armaturi*

- u modelu MC0 odstupanja od merenih dilatacija kreću se do 30%, a prosečno odstupanje iznosi oko 7%
- u modelu MC10 odstupanja od merenih dilatacija kreću se i do 40%, a prosečno odstupanje iznosi oko 14%
- model MC1 daje znatno niže dilatacije u armaturi od merenih.

Dakle, po parametrima: granično opterećenje, krutost, odnosno deformacijske karakteristike ploče, dilatacije u armaturi, modeli MC0 i MC10 su superiorni u odnosu na model MC1; jedino kada su u pitanju dilatacije u betonu, model MC1 ima isti kvalitet kao

prethodna dva. Kada se svi parametri uzmu u obzir, najbolje slaganje merenih i numeričkih rezultata dobija se sa modelom MC0, tj. modelom u kome je usvojeno krto ponašanje betona pri zatezanju u celoj ploči.

Uopšte uzev, slaganje merenih i numeričkih rezultata se može smatrati sasvim zadovoljavajućim u modelu MC0, i to se ne odnosi samo na granično opterećenje, već i na veličine dilatacija u betonu, armaturi i čeliku; pri tome, pri nižim nivoima opterećenja odstupanja merenih i računskih veličina su manja, dok sa povećanjem nivoa opterećenja, numerički model počinje da odstupa od stvarnog ponašanja ploče.

Nelinearnom numeričkom analizom primenom programskog paketa DIANA može se doći do informacija, i to sa zadovoljavajućom tačnošću, o graničnom stanju loma usled probijanja, i to kako o graničnom opterećenju, tako i o veličini komponentalnih dilatacija u betonu i čeliku u trenutku loma (prosečna odstupanja iznose oko 15% u betonu, odnosno oko 7% u armaturi za model MC0); to znači da nelinearna numerička analiza može da da relevantne podatke o stvarnom mehanizmu loma (veličine i pravci glavnih dilatacija i napona), što je inače teško ili potpuno nemoguće izmeriti u eksperimentalnom ispitivanju.

Prethodno izvedeni zaključci važe pod uslovom da su svi relevantni parametri izabrani na odgovarajući način i ne mogu se generalizovati; u ovom slučaju, to su odgovarajući modeli betona i čelika (konstitutivni modeli, modeliranje prslina, zaostale nosivosti na smicanje...) i naravno mreža konačnih elemenata odgovarajuće veličine, nivoa numeričke integracije u okviru elementa, izbor iterativnih metoda, veličine koraka, kriterijuma konvergencije itd.

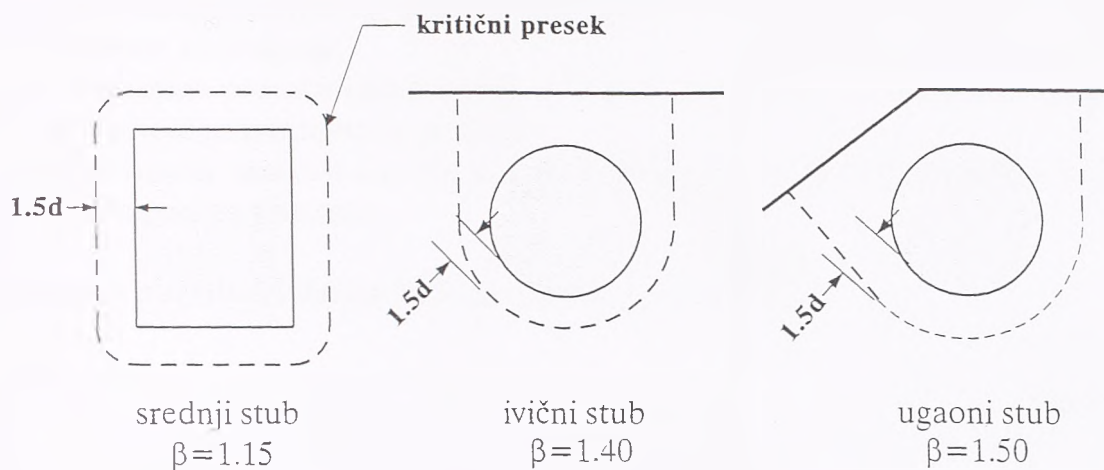
6.2 Uporedna analiza sopstvenih eksperimentalnih rezultata i pojedinih propisa

Kada je u pitanju granična nosivost na probijanje ploča direktno oslonjenih na stubove propisi raznih zemalja se međusobno veoma razlikuju, pa se čak i stvarni koeficijenti sigurnosti, koji se dobijaju poređenjem eksperimentalnih sila loma i granične nosivosti po propisima, međusobno značajno razlikuju. Takođe, ni u jednom od propisa koji će biti predstavljeni, ne postoje posebne odredbe koje bi se odnosile na "liftovane" ploče kao specijalan slučaj ploča direktno oslonjenih na stubove. Stoga će u ovom poglavlju biti pokazano kako se postojeće odredbe eventualno mogu primeniti na "liftovane" ploče, koji se problemi pri tome javljaju, i naravno kakav je odnos eksperimentalno dobijenih sila loma i sila loma koje se dobijaju po propisima. U ovom poglavlju neće biti prikazani naši propisi, pošto se prema našim propisima dimenzionisanje ploča na probijanje sprovodi prema teoriji dopuštenih napona.

U većini propisa kontrola granične nosivosti na probijanje sprovodi se kroz dokaz da je nominalni granični napon smicanja, u određenom kritičnom preseku ploče oko stuba, manji od neke dopuštene vrednosti, tj. primenom takozvane metode kritičnog preseka. Naravno, ova metoda nema veze sa stvarnim mehanizmom loma usled probijanja, jer lom usled probijanja nije lom usled smicanja, bar nije ono što se danas smatra mehanizmom loma usled smicanja. Prednost ove metode je njena jednostavnost i laka primena u svakodnevnoj inženjerskoj praksi.

6.2.1 Evrokod 2 /42/: Proračun betonskih konstrukcija, Deo 1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada

Položaj i oblik kritičnog preseka prema Evrokodu 2 prikazani su na slici 6.25 za srednji, ugaoni i ivični stub (d je srednja vrednost statičkih visina iz dva upravna pravca ploče).

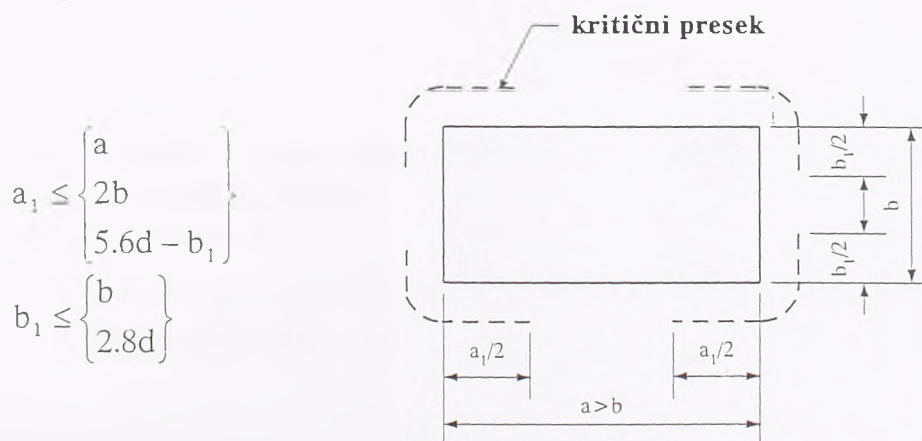


Slika 6.25 Položaj kritičnog preseka prema Evrokodu 2

Sve odredbe Evrokoda 2 vezane za probijanje ploča važe, međutim, **samo** za stubove koji ispunjavaju sledeće uslove:

- za kružne stubove čiji prečnik nije veći od $3.5d$
- za pravougaone stubove čiji obim nije veći od $11d$ a odnos dužine prema širini nije veći od 2.

Ukoliko ovi uslovi nisu ispunjeni, u proračunu se mogu uzeti u obzir samo delovi obima kritičnog preseka prema slici 6.26.



Slika 6.26 Primena ograničenja u slučaju velikih i izduženih opterećenih površina

Ovom odredbom pokušano je da se uzme u obzir eksperimentalno utvrđena činjenica da sa porastom veličine stuba u odnosu na debljinu ploče raste nosivost na probijanje, ali samo do određene tačke nakon čega gradijent porasta opada. Drugim rečima, porast nosivosti na probijanje sa porastom veličine stuba opada nakon određene veličine stuba. Takođe, eksperimentalno je utvrđeno da su kod izduženih stubova naponi skoncentrisani u uglovima. Međutim, potpuno je nejasno kako se ova odredba primenjuje kod ivičnih i

ugaonih stubova, tj. šta se podrazumeva pod obimom stuba. Do kakvih problema ova odredba može dovesti u praktičnim slučajevima biće prikazano već i na primeru ploča korišćenih u eksperimentalnom ispitivanju.

Dokaz graničnog stanja probijanja sprovodi se tako što se sile smicanja u kritičnom preseku v_{sd} upoređuju sa jednom od tri vrednosti proračunske nosivosti na smicanje:

- v_{Rd1} proračunska nosivost na smicanje po jedinici dužine kritičnog obima, za ploču bez armature za smicanje,
- v_{Rd2} maksimalna proračunska nosivost na smicanje po jedinici dužine kritičnog obima, za ploču sa armaturom za smicanje,
- v_{Rd3} proračunska nosivost na smicanje po jedinici dužine kritičnog obima, za ploču sa armaturom za smicanje.

Sile smicanja po jedinici dužine kritičnog obima jednake su

$$v_{sd} = \frac{\beta V_{sd}}{u} \quad (6.1)$$

gde je

- V_{sd} ukupna proračunska sila smicanja u kritičnom preseku ploče
- u obim kritičnog preseka
- β koeficijent kojim se uzimaju u obzir uticaji ekscentričnosti opterećenja. Vrednosti ovog koeficijenta prikazane su na slici 6.25.

Osnovna nosivost na smicanje po jedinici dužine v_{Rd1} , za ploče koje nisu prethodno napregnute, data je izrazom:

$$v_{Rd1} = \tau_{Rd} k (1.2 + 40\rho_1) d \quad (6.2)$$

gde je

τ_{Rd} osnovna proračunska čvrstoća pri smicanju data u funkciji čvrstoće betona pri pritisku, važi i za grede i za ploče

$$k = (1.6 - d) \geq 1.0 \quad (d \text{ u metrima})$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x}\rho_{1y}} > 0.015, \quad \rho_{1x} \text{ i } \rho_{1y} \text{ se odnose na zategnutu armaturu u pravcima x i y}$$

$$d = (d_x + d_y) / 2, \quad d_x \text{ i } d_y \text{ statičke visine ploče u pravcima x i y.}$$

Za prethodno napregnute ploče važi jednačina (6.2) u kojoj je

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x}\rho_{1y}} + \sigma_{cp0} / f_{yd} > 0.015 \quad (6.2a)$$

$$\sigma_{cp0} = N_{pd} / A_c$$

gde je

- f_{yd} proračunska granica tečenja armature
- N_{pd} početna sila prethodnog naprezanja, pre gubitaka sile koji zavise od vremena.

Ukoliko je $v_{sd} \leq v_{Rd1}$, nije potrebna armatura za smicanje. Ukoliko je $v_{sd} > v_{Rd1}$, potrebna je armatura za smicanje, pri čemu nosivost na smicanje ploče koja ima armaturu za smicanje može najviše biti jednaka

$$v_{Rd2} = 1.6 v_{Rd1} \quad (6.3)$$

a nosivost na smicanje se računa kao

$$v_{Rd3} = v_{Rd1} + \sum A_{sw} f_{yd} \sin \alpha / u \quad (6.4)$$

gde je $\sum A_{sw} f_{yd} \sin \alpha$ zbir komponenata proračunskih sila u armaturi za smicanje od probijanja u pravcu aplicirane sile a α je ugao između armature i ravni ploče.

U Evrokodu 2 ne postoje odredbe koje bi regulisale proračun "liftovanih" ploča. Ako se izuzme nedoumica oko usvajanja odgovarajućeg koeficijenta β za recimo ivične i ugaone stubove, (postoji ekscentričnost opterećenja, ali ne postoji kruta veza između ploče i stuba), ostaje još veći problem: kako proračunati vezu koja upravo u kritičnoj zoni ima čelično ojačanje ("kragnu"), jer "liftovane" ploče, iz tehnoloških razloga, obavezno imaju ovo čelično ojačanje. Doduše, u Evrokodu 2 postoji jedna rečenica koja se odnosi na ovaj problem i koja glasi: "Za drugačije načine ojačanja za smicanje (na primer, posebni čelični kapiteli "shearheads"), v_{Rd3} može da se odredi ispitivanjem ili preuzme iz odgovarajućih dokumenata." Naravno da bi bilo suviše komplikovano pri svakom projektovanju vršiti eksperimentalna ispitivanja radi utvrđivanja nosivosti ovakve veze na probijanje, pa jedino ostaje da se potraži odgovor u "odgovarajućim dokumentima", šta god to značilo.

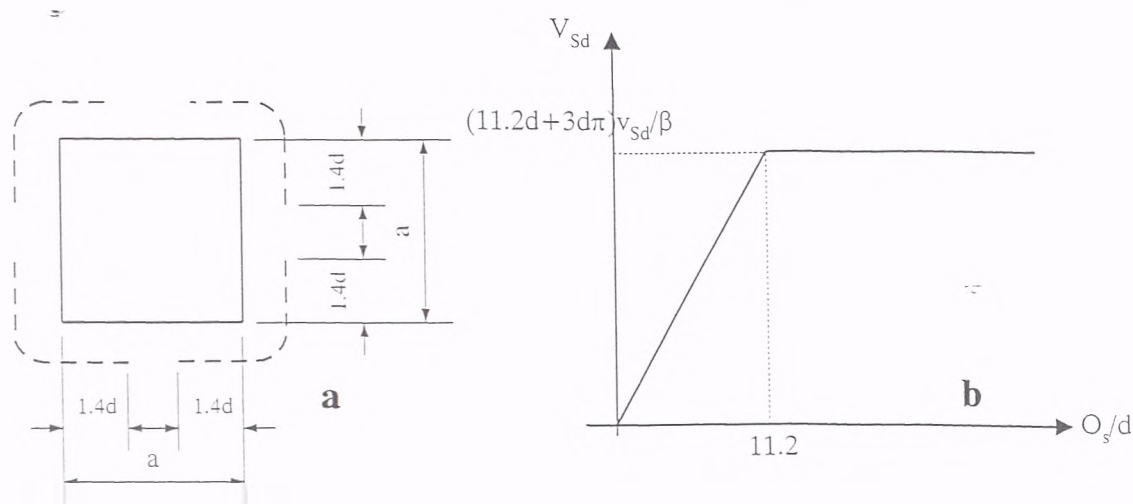
S druge strane, upravo kod "liftovanih" ploča se najčešće javlja slučaj da stub, odnosno opterećena površina, ne zadovoljava uslove o odnosima veličine obima stuba i debljine ploče, te da se mora primeniti "skraćeni" kritični presek prema slici 6.26. Naime, može se pretpostaviti da su čelične kragne koje se primenjuju u "liftovanim" pločama dovoljno krute da praktično proširuju stub (a to najčešće jeste slučaj), tj. da će površ loma biti pomešana od stuba za veličinu kragne u osnovi. U tom slučaju, novodobijeni stub, čije su dimenzije jednake dimenzijama kragne u osnovi, gotovo uvek ima obim koji je veći od $11d$, jer kragne, opet iz tehnoloških razloga, imaju svoje, ne tako male, dimenzije.

Zbog toga će ovde biti detaljnije analizirana odredba koja se odnosi na ograničenje obima kritičnog preseka u slučaju velikih stubova, tj. stubova koji imaju obim veći od $11d$.

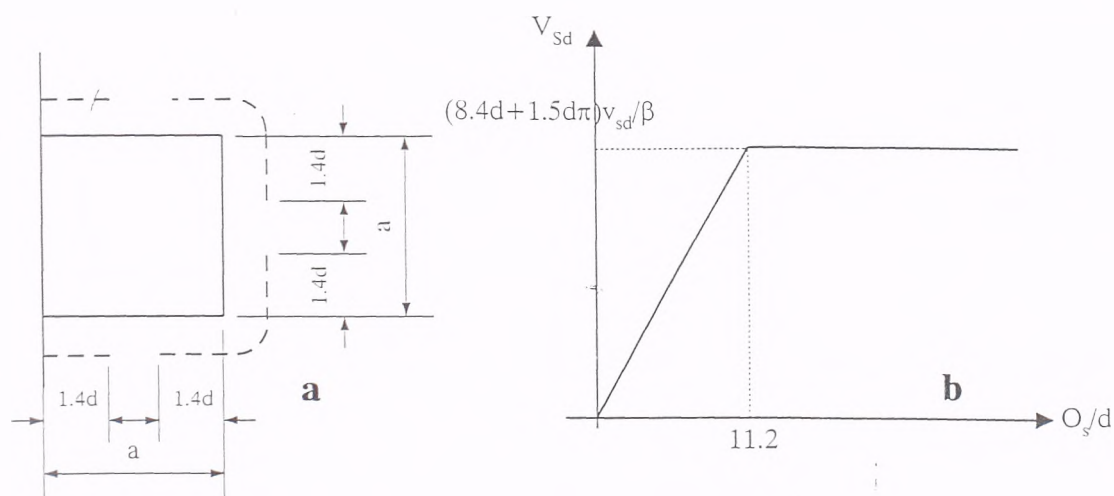
Radi jednostavnosti posmatraćemo kvadratni stub stranice a . U slučaju srednjeg stuba, ukoliko je $O_s = 4a > 11d$, onda je "skraćeni" kritični presek prikazan na slici 6.27 (a), a na slici 6.27 (b) zavisnost sile loma od odnosa u/d . Dakle, ako je obim stuba veći od $11d$, nezavisno od stvarne veličine stuba, aktivni obim iznosi $u = 8 \cdot 1.4d + 3d\pi = 11.2d + 3d\pi$, i uz sve ostale parametre iste, nosivost ploče na probijanje je ograničena na veličinu $V_{sd} = (11.2d + 3d\pi)v_{sd}/\beta$.

U slučaju ivičnog stuba, nije jasno šta se podrazumeva pod obimom, da li stvarni obim stuba ili zbir dužina samo tri unutrašnje stranice, dakle obim bez dužine stranice na slobodnoj ivici ploče. Ovde će biti pretpostavljeno da se pod obimom stuba podrazumeva

stvarni obim stuba. Ukoliko se doslovno primeni odredba Evrokoda 2 koja se odnosi na izdužene i velike stubove, onda je "skraćeni" kritični presek prikazan na slici 6.28 (a), u slučaju kvadratnog ivičnog stuba dimenzije a , čiji je obim $O_s = 4a$ veći od $11d$.



Slika 6.27 Ograničenje obima kritičnog preseka u slučaju velikih srednjih stubova

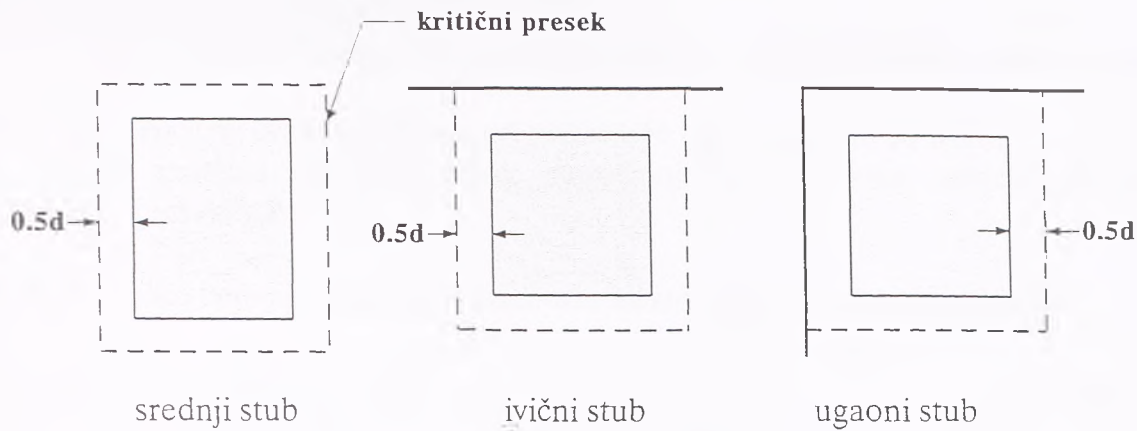


Slika 6.28 Ograničenje obima kritičnog preseka u slučaju velikih ivičnih stubova

Ukoliko bi se pod obimom podrazumevao samo zbir tri unutrašnje stranice, onda bi u tački $O_s/d = 11.2$ došlo do pada nosivosti na probijanje sa $V_{sd} = (11.2d + 1.5d\pi)v_{sd}/\beta$ na $V_{sd} = (8.4d + 1.5d\pi)v_{sd}/\beta$, što nije logično. U svakom slučaju, Evrokod 2 ne dozvoljava povećanje nosivosti na probijanje povećanjem dimenzija stuba iznad veličine $O_s = 11d$, tj. kolike god da su stvarne dimenzije stuba, nosivost je ograničena na veličine prikazane na slikama 6.27 (b) i 6.28 (b), za kvadratni stub stranice a .

6.2.2 ACI 318-89, Building Code Requirements for Reinforced Concrete /44/

Prema američkim propisima ACI 318-89, dokaz nosivosti ploča na probijanje takođe se sprovodi primenom metode kritičnog preseka. Kritični presek se usvaja na udaljenosti $d/2$ od ivice stuba (opterećene površine), gde je d srednja statička visina ploče, a po obliku je afin stubu, slika 6.29.



Slika 6.29 Položaj kritičnog preseka prema ACI 318-89

Za ploče koje nisu prethodno napregnute, granična nosivost ploče na probijanje V_c , ukoliko nema armaturu za smicanje, je najmanja od sledećih vrednosti:

$$(a) \quad V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} b_0 d \quad (6.5)$$

$$(b) \quad V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f_c} b_0 d \quad (6.6)$$

$$(c) \quad V_c = 4 \sqrt{f_c} b_0 d \quad (6.7)$$

gde je

V_c - granična nosivost ploče na probijanje

b_0 - obim kritičnog preseka

d - srednja statička visina za dva upravna pravca u kritičnom preseku

f_c - karakteristična čvrstoća betona pri pritisku (određuje se na cilindru)

β_c - odnos duže prema kraćoj strani stuba (opterećene površine)

α_s - koeficijent koji iznosi 40 za unutrašnji stub, 30 za ivični, i 20 za ugaoni stub.

Za prethodno napregnute ploče važi sledeća jednačina:

$$V_c = \left(\beta_p \sqrt{f_c} + 0.3 f_{pc} \right) b_0 d + V_p \quad (6.8)$$

gde je

β_p - koeficijent za koji se usvaja manja od sledeće dve vrednosti: 3.5 ili $(\alpha_s d / b_0 + 1.5)$, α_s iznosi 40 za unutrašnji stub, 30 za ivični i 20 za ugaoni stub

f_{pc} - napon pritiska u težištu poprečnog preseka od prethodnog naprezanja nakon svih gubitaka, i to srednja vrednost za dva upravna pravca

V_p - vertikalna komponenta sile prethodnog naprezanja nakon svih gubitaka u kritičnom preseku; ostale oznake kao u jednačini (6.7).

Jednačina (6.8) važi pod sledećim uslovima:

- (a) za stubove koji se nalaze na rastojanju većem od četiri debljine ploče od slobodne ivice ploče;
- (b) karakteristična čvrstoća betona pri pritisku je ograničena na 35 MPa;
- (c) napon pritiska od prethodnog naprezanja f_{pc} se mora nalaziti u granicama $0.86MPa < f_{pc} < 3.45MPa$.

Nosivost ploče koja ima poprečnu armaturu za smicanje, V_n , data je izrazom:

$$V_n = V_c + V_s \leq 6\sqrt{f_c} b_0 d \quad (6.9)$$

gde je

V_c - nosivost betona koja je u ovom slučaju ograničena na veličinu $2\sqrt{f_c} b_0 d$

V_s - nosivost armature koja se određuje na uobičajen način.

Prema ACI 318-89 dozvoljena je upotreba armature za smicanje koja se sastoji od čeličnih I-profila ili ugaonika ("shearheads") u pločama. U tom slučaju, kontrola granične nosivosti na probijanje sprovodi se u dva kritična preseka. Prvi se nalazi na udaljenosti $d/2$ od ivice stuba i u njemu je nosivost ploče na probijanje ograničena na $7\sqrt{f_c} b_0 d$ bez obzira na odnos strana stuba. Drugi se nalazi na udaljenosti od ivice stuba koja je jednaka $3/4$ dužine "kraka" ovog armaturnog sklopa, i u ovom preseku nosivost na probijanje je ograničena na $4\sqrt{f_c} b_0 d$, takođe bez obzira na odnos strana stuba.

Kada se, usled gravitacionog opterećenja, vetra, seizmičkog opterećenja ili nekih drugih horizontalnih sila, na vezi između stuba i ploče javlja neizbalansirani moment savijanja, deo tog momenta $\gamma_t M_u$ prenosi se savijanjem ploče (i za to se postavlja određena armatura). Ostatak neizbalansiranog momenta $\gamma_v M_u$ prenosi se ekscentričnim smicanjem oko težišta kritičnog preseka, gde je

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{b_1/b_2}} \quad (6.10)$$

gde je b_1 dužina kritičnog preseka u pravcu delovanja momenta savijanja, a b_2 dužina kritičnog preseka upravno na taj pravac. Za napone smicanja koji nastaju kao posledica dejstva $\gamma_v M_u$ pretpostavlja se da se menjaju linearno u odnosu na težište kritičnog preseka. Maksimalni smičući napon od istovremenog dejstva granične transverzalne sile i graničnog neizbalansiranog momenta savijanja ne sme preći vrednost ϕv_n , gde je

$$\phi v_n = \phi V_c / (b_0 d) \quad \text{za ploče bez armature za smicanje} \quad (6.11)$$

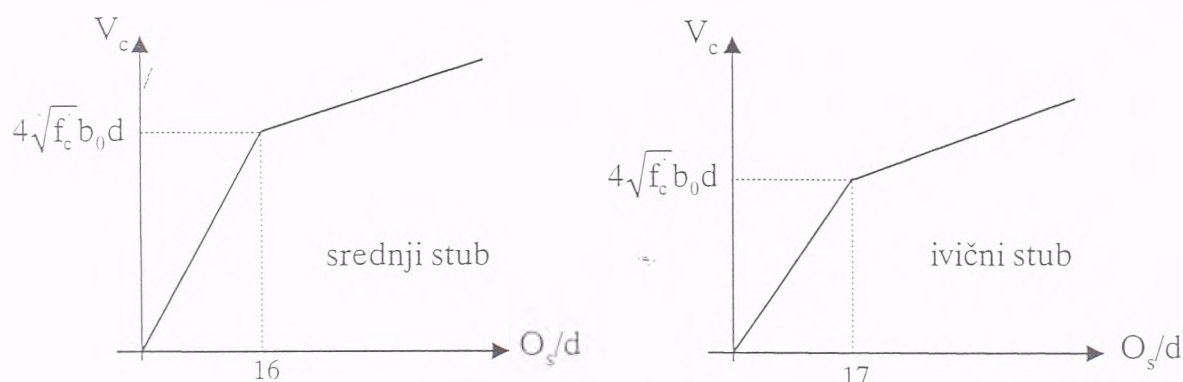
$$\phi v_n = \phi (V_c + V_s) / (b_0 d) \quad \text{za ploče sa armaturom za smicanje} \quad (6.12)$$

U slučaju da je armatura za smicanje sastavljena od čeličnih I-profila ili ugaonika, suma smičućeg napona od vertikalnog opterećenja sračunatog u kritičnom preseku na udaljenosti od ivice stuba jednakoj $3/4$ kraka profila i smičućeg napona od momenta

savijanja sračunatog u kritičnom preseku na $d/2$ od ivice stuba, ne sme preći veličinu $\phi 4\sqrt{f_c}$. U ovim jednačinama, ϕ je koeficijent naponskog stanja i za smicanje iznosi 0.85.

Očigledna je razlika koja postoji između Evrokoda 2 i ACI 318-89 u položaju kritičnog preseka i shodno tome veličini graničnih nominalnih napona smicanja u kritičnom preseku. Prema Evrokodu 2, kritični presek se usvaja na relativno velikoj udaljenosti od stuba i granični naponi smicanja kao za gredno smicanje, a prema ACI 318-89, na udaljenosti $d/2$ od ivice stuba i granični naponi povećani u odnosu na napone smicanja u gredama. Ovo su i inače dva različita pristupa u svetskim propisima. Međutim, postoje i druge razlike. Prema Evrokodu 2 na veličinu graničnog napona smicanja u kritičnom preseku utiče nekoliko faktora (jednačina 6.2): čvrstoća na pritisak betona (kroz τ_{Rd}), "size" efekat (kroz faktor $k=1.6-d$), količina armature za savijanje (kroz faktor $1.2-40\rho_1$) i izduženost i veličina stuba u odnosu na debljinu ploče kroz ograničenje $O_s/d \leq 11$. Prema ACI 318-89, na veličinu graničnog napona smicanja u kritičnom preseku utiče samo čvrstoća betona na pritisak, izduženost stuba (jednačina 6.5) i odnos veličine stuba prema debljini ploče (jednačina 6.6).

Na slici 6.30 prikazana je zavisnost sile loma od odnosa obima stuba i debljine ploče O_s/d , za kvadratni stub stranice a , prema ACI 318-89.



Slika 6.30 Uticaj veličine stuba u odnosu na debljinu ploče na nosivost na probijanje

Dok prema Evrokodu 2 (slika 6.27 (b) i 6.28 (b)), nakon dostizanja odnosa $O_s/d=11$, granična nosivost na probijanje ostaje konstantna bez obzira na povećanje dimenzija stuba (naravno, pri svim ostalim parametrima istim), dotle prema ACI 318-89 ova granica je pomeren na 16-17 (ako je kvadratni stub) i nosivost i dalje raste sa povećanjem obima stuba, ali sporije. Ovo je realnije opisivanje stvarnog ponašanja nego ono koje daje Evrokod 2.

Pored toga, ACI 318-89 sadrži i konkretne preporuke za dimenzionisanje "shearhead" armature, kao i za kontrolu graničnog stanja probijanja ploča u slučaju da ova armatura postoji, što većina drugih propisa nema.

Takođe, problem ekscentričnosti opterećenja se rešava na drugačiji način. Naime, ekscentrično opterećena veza između ploče i stuba u Evrokodu 2 se rešava jednostavnim povećanjem vertikalne sile tako što se ona pomnoži koeficijentom β , dok se prema ACI 318-89 računaju naponi smicanja u kritičnom preseku, od granične vertikalne sile i graničnog neizbalansiranog momenta, i upoređuju sa graničnom vrednošću.

6.2.3 CEB-FIP MODEL CODE 1990 /45/

I prema Modelu propisa CEB-FIP, kontrola granične nosivosti na probijanje ploča direktno oslonjenih na stubove ili opterećenih koncentrisanim opterećenjem, sprovodi se primenom metode kritičnog preseka. Kritični presek se usvaja na udaljenosti od ivice stuba jednakoj $2d$, gde je d srednja statička visina ploče za dva ortogonalna pravca. Kritični presek se usvaja tako da bude minimalnog obima, što znači da u slučaju kvadratnih i pravougaonih stubova ima "zaobljene" uglove, kao u Evrokodu 2.

Ukoliko je opterećenje simetrično, smičući napon u kritičnom preseku ploče sračunava se kao:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_1 d} \quad (6.13)$$

gde je

F_{sd} - proračunska vrednost koncentrisane sile

u_1 - obim kritičnog preseka

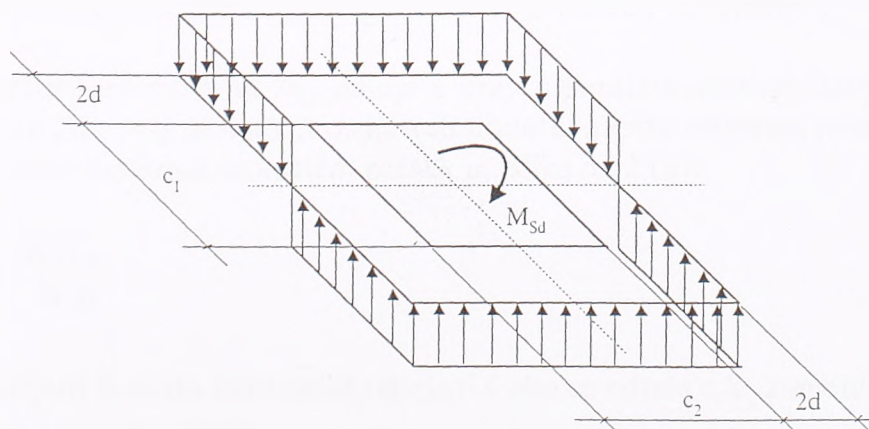
d - srednja vrednost statičkih visina ploče za dva upravna pravca.

Ukoliko je veza između unutrašnjeg stuba i ploče opterećena ekscentrično zbog postojanja neizbalansiranog momenta savijanja, maksimalni napon smicanja u kritičnom preseku sračunava se prema:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_1 d} + \frac{KM_{sd}}{W_{1d}} \quad (6.14)$$

gde je

W_{1d} - parametar kritičnog preseka ($W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl$), dl je dužina elementarnog dela kritičnog preseka, a e udaljenost elementarnog dela od ose oko koje deluje moment M_{sd} , slika 6.31.



Slika 6.31 Raspodela napona smicanja u kritičnom preseku od neizbalansiranog momenta

Tako, recimo za pravougaoni stub, parametar W_1 iznosi

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1 \quad (6.15)$$

gde je

c_1 - dimenzija stuba paralelna ekscentricitetu opterećenja

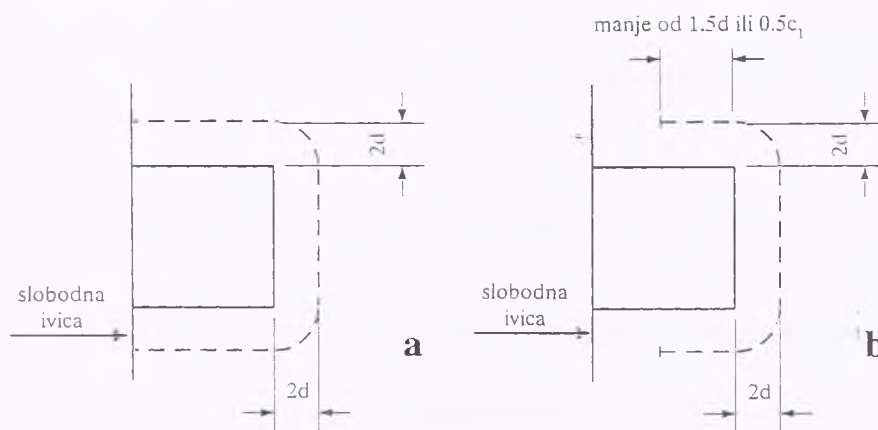
c_2 - dimenzija stuba upravno na pravac ekscentriciteta opterećenja

K - koeficijent koji zavisi od odnosa strana stuba c_1 i c_2 i određuje koji deo neizbalansiranog momenta savijanja se prenosi neravnomernom raspodelom napona smicanja u kritičnom preseku; može se odrediti iz tabele 6.4.

c_1/c_2	0.5	1.0	2.0	3.0
K	0.45	0.6	0.7	0.8

Tabela 6.4 Vrednosti koeficijenta K za različite odnose strana stuba c_1/c_2

Za proračun veze ivičnog stuba i ploče, u principu, treba koristiti kritični presek prikazan na slici 6.32 (a). Međutim, u slučaju da deluje samo neizbalansirani moment upravno na slobodnu ivicu ploče i ukoliko je ekscentričnost opterećenja usmerena ka unutrašnjosti ploče, napon smicanja može se sračunati pod pretpostavkom da je ravnomerno raspodeljen u kritičnom preseku u_1^* , slika 6.32 (b).



Slika 6.32 Kritični presek kod ugaonog stuba: (a) presek u_p ; (b) presek u_1^*

Ako neizbalansirani moment M_{sd} deluje u pravcu paralelnom slobodnoj ivici ploče, onda bi trebalo uzeti da ovaj moment proizvodi dodatni napon smicanja jednak KM_{sd}/W_1 , gde je W_1 parametar sračunat za kritični presek u_1 , slika 6.32 (a):

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_1 d} + \frac{KM_{sd}}{W_1 d} \quad (6.16)$$

gde se koeficijent K može odrediti iz tabele 6.4 ako se odnos c_1/c_2 zameni odnosom $c_1/2c_2$.

Granična nosivost ploče na probijanje, izražena kroz napon smicanja u kritičnom preseku, može se uzeti kao:

$$\tau_{Rd} = 0.12 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} \quad (6.17)$$

gde je

$$\xi = 1 + \sqrt{(200/d)}, \quad d \text{ u mm}$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$$

ρ_x, ρ_y - koeficijenti armiranja zategnutom armaturom u x i y pravcu, na širini jednakoj strani stuba plus 3d sa svake strane stuba

f_{ck} - jednoaksijalna čvrstoća betona pri pritisku određena na cilindru 150mmx300mm.

Model propisa CEB-FIP uvodi i pojam maksimalne nosivosti na probijanje, koja predstavlja maksimalno opterećenje koje bilo koja veza između stuba i ploče (uključujući i ploče koje imaju armaturu za smicanje kao i prethodno napregnute ploče) može da prenese i koja iznosi:

$$\frac{F_{Sd,ef}}{u_0 d} \leq 0.5 f_{cd2} \quad (6.18)$$

gde je

$F_{Sd,ef}$ - opterećenje probijanja uvećano za efekat delovanja eventualnog neizbalansiranog momenta

za unutrašnji stub, u_0 je obim stuba;

za ivični stub, $u_0 = c_x + 3d \leq c_x + 2c_y$, c_x dimenzija stuba paralelna ivici ploče, a c_y dimenzija stuba upravno na ivicu ploče;

za ugaoni stub, $u_0 = 3d \leq c_x + c_y$

$$F_{Sd,ef} = F_{Sd} \left[1 + K \frac{M_{Sd}}{F_{Sd}} \frac{u_1}{W_1} \right] \quad \text{za unutrašnji stub}$$

$$F_{Sd,ef} = F_{Sd} \left[1 + K \frac{M_{Sd}}{F_{Sd}} \frac{u_1}{W_1} \right] \quad \text{za ivični stub (} M_{Sd} \text{ je momenat paralelan ivici ploče)}$$

$$F_{Sd,ef} = F_{Sd} \quad \text{za ugaoni stub}$$

$$f_{cd2} = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \quad \text{računska čvrstoća betona pri pritisku za zamenjujući}$$

pravougaoni blok napona

$$f_{cd} = f_{ck} / 1.5 \quad \text{računska čvrstoća betona pri pritisku}$$

Granična nosivost na probijanje ploča koje imaju armaturu za smicanje proverava se u tri zone:

- na ivici stuba (opterećene površine)
- u oblasti u kojoj se nalazi armatura za smicanje
- van zone u kojoj se nalazi armatura za smicanje

U slučaju simetričnog opterećenja i u slučaju nezbalansiranog momenta upravnog na ivicu ploče kod ivičnih stubova, kontrola nosivosti se sprovodi sledećim dokazom:

- na ivici stuba:

$$F_{Sd} \leq u_0 d (0.5 f_{cd2}) \quad (6.19)$$

- u zoni armiranoj armaturom za smicanje:

$$F_{Sd} \leq 0.09 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} u_1 d + 1.5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha \quad (6.20)$$

gde je

A_{sw} - površina armature za smicanje u jednom sloju oko stuba

s_r - radijalni razmak između slojeva armature za smicanje

α - ugao između armature i ravni ploče

f_{ywd} - računaska čvrstoća čelika armature, ograničena maksimalno na 300 MPa

- oblast izvan armirane zone:

$$F_{Sd} \leq 0.12 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} u_{n,ef} d \quad (6.21)$$

gde je

$u_{n,ef}$ - dužina obima efektivnog kritičnog preseka na udaljenosti jednakoj $2d$ od poslednjeg sloja armature.

U slučaju ekscentrično opterećenih unutrašnjih stubova, i u slučaju ivičnih stubova opterećenih momentom koji je paralelan slobodnoj ivici ploče, računaska sila F_{Sd} mora se uvećati na silu $F_{Sd,ef}$ da bi se uzeo u obzir uticaj neizbalansiranog momenta savijanja:

- na ivici stuba i u armiranoj zoni ploče:

$$F_{Sd,ef} = F_{Sd} \left[1 + K \frac{M_{Sd}}{F_{Sd}} \frac{u_1}{W_1} \right] \quad (6.22)$$

- izvan armirane zone

$$F_{Sd,ef} = F_{Sd} \left[1 + K \frac{M_{Sd}}{F_{Sd}} \frac{u_{n,ef}}{W_{n,ef}} \right] \quad (6.23)$$

Sa ovako sračunatim efektivnim silama, kontrola se sprovodi kao za vezu koja nije ekscentrično opterećena i armatura se postavlja ravnomerno oko stuba.

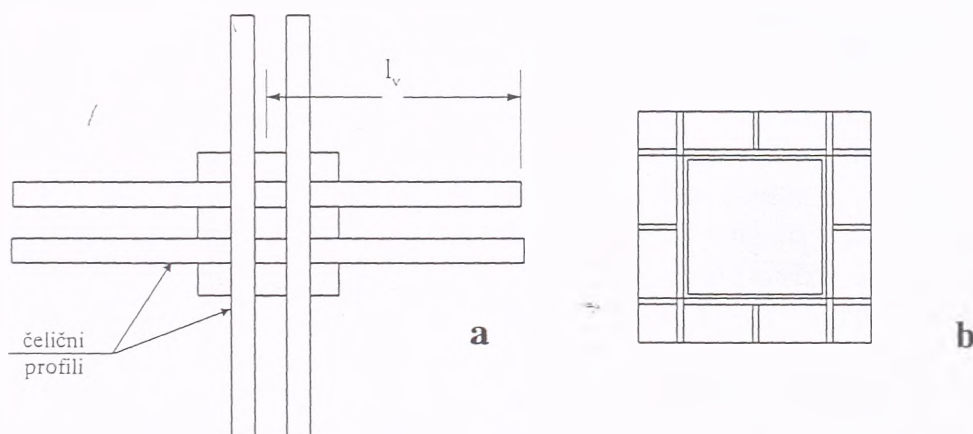
Za prethodno napregnute ploče, od računske sile F_{Sd} može se oduzeti zbir vertikalnih komponenti sila u kablovima koji prolaze na širini jednakoj širini stuba plus $h/2$ sa svake strane (h -debljina ploče).

Model propisa ne daje nikakve preporuke koje se odnose na izdužene oslonce, tj. "u složenijim slučajevima, kao što su na primer izduženi oslonci, treba sprovesti odgovarajuću statičku analizu". Takođe, ne uvodi uticaj veličine oslonaca na nosivost na probijanje, odnosno navedeni izrazi se primenjuju nezavisno od odnosa dimenzija stuba prema debljini ploče.

6.2.4 Poređenje propisa i sopstvenih eksperimentalnih rezultata

Iz prethodnog teksta jasno je da ni u jednom od navedenih propisa ne postoje odredbe kojima bi se regulisao proračun "liftovanih" ploča na probijanje, tj. ploča koje u zoni probijanja imaju čeličnu "kragu" kakvu imaju liftovane ploče. Jedino ACI 318-89 sadrže preporuke za dimenzionisanje ploča sa "shearhead" armaturom, ali klasične "kragne" koje se upotrebljavaju u liftovanim pločama nisu isto što i "shearhead" armatura.

Naime, "shearhead" armatura radi i na savijanje i na smicanje, i dimenzioniše se iz uslova istovremenog dostizanja momenta nosivosti armature u preseku na ivici stuba i granične nosivosti na probijanje ploče, pod pretpostavkom određene preraspodele smicanja između čelika i betona u ovoj zoni. Dužina svakog kraka l_v određuje se, dakle, iz prethodno navedenog uslova, za usvojene poprečne preseke, slika 6.33 (a).

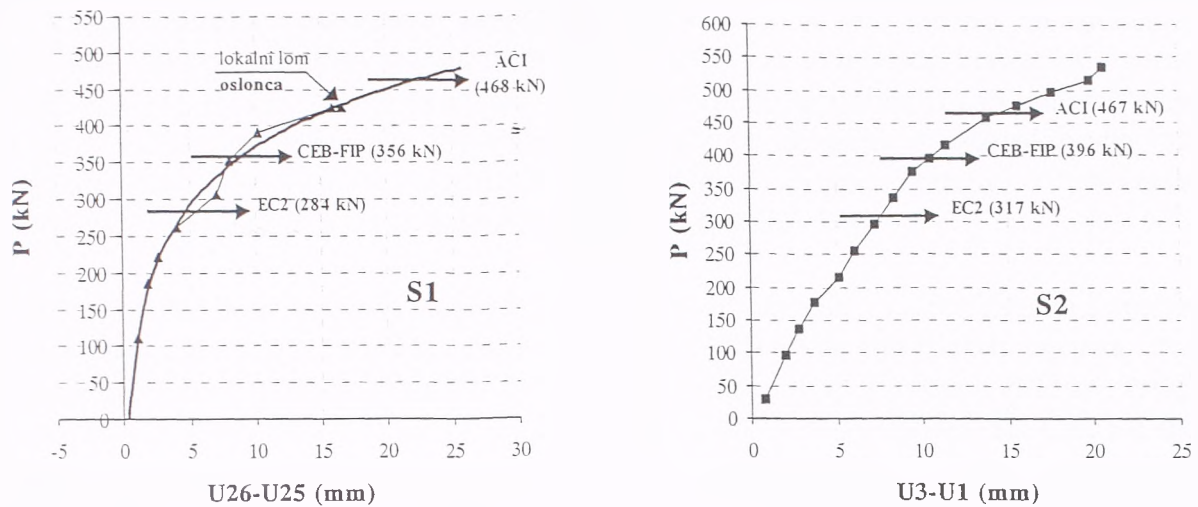


Slika 6.33 "Shearhead" armatura (a) i "kragu" u "liftovanim" pločama (b)

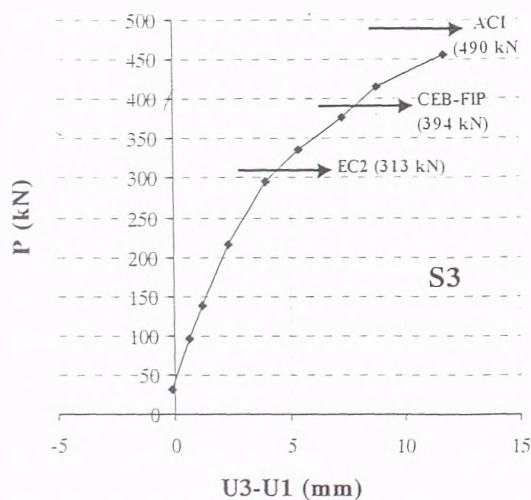
Ako je čelična "kragu" (slika 6.33 (b)) dovoljne krutosti, može se pretpostaviti da će površ loma biti pomerena od ivice stuba za veličinu kragne (što su i eksperimenti pokazali) pa se ona može smatrati proširenjem stuba. S obzirom da kragu nema krake kao "shearhead" armatura, usvojeno je da se proračun nosivosti na probijanje sprovodi u kritičnom preseku na udaljenosti od **ivice kragne** jednakoj: $1.5d$ prema Evrokodu 2, $0.5d$ prema ACI 318-89 i $2d$ prema Modelu propisa CEB-FIP.

Sa ovako učinjenim pretpostavkama izvršen je proračun nosivosti na probijanje za sva tri modela: S1, S2 i S3 prema Evrokodu 2, ACI 318-89 i Modelu propisa CEB-FIP i prikazan je u Prilogu A.

Na slikama 6.34 i 6.35 prikazane su eksperimentalne vrednosti sile loma i računski dobijene, prema prethodno navedenim propisima, za sva tri modela S1, S2 i S3. Pri tome treba imati u vidu da je u modelu S1 došlo do lokalnog loma oslonca, pa je eksperimentalna P-u kriva produžena iznad nivoa poslednjeg merenja, u trendu merene krive.



Slika 6.34 Merena sila loma i računске sile loma prema pojedinim propisima, modeli S1 i S2



Slika 6.35 Merena sila loma i računске sile loma prema pojedinim propisima, model S3

Računske sile loma prema EC2 i CEB-FIP propisima, su dobijene iz karakterističnih, a ne računskih karakteristika materijala, a prema ACI 318-89 iz nominalne, a ne računске nosivosti (računska se dobija kada se nominalna pomnoži sa koeficijentom ϕ , koji za slučaj smicanja iznosi 0.85). Na ovim slikama se može uočiti da Evrokod 2 u svim slučajevima daje najnižu silu loma, a ACI 318-89 najvišu. U slučaju modela S3, američki propisi ACI 318-89 čak daju silu loma koja je veća od merene, tj. nisu na strani sigurnosti. U tabeli 6.5 su prikazani odnosi merenih i računskih sila loma za modele S2 i S3.

model	Evrokod 2		ACI 318-89		CEB-FIP	
	$P_{u,m}/P_{u,r}$	γ	$P_{u,m}/P_{u,r}$	γ	$P_{u,m}/P_{u,r}$	γ
S2	1.69	3.54	1.15	2.02	1.36	2.84
S3	1.46	3.05	0.93	1.64	1.16	2.42

Tabela 6.5 Odnos merenih i računskih sila prema pojedinim propisima i stvarni koeficijenti sigurnosti

Koncept koeficijenata sigurnosti prema Evrokodu 2 i Modelu propisa CEB-FIP je isti, naime, radi se o parcijalnim koeficijentima sigurnosti, za opterećenje i za materijale, i njihove brojne vrednosti su iste. Međutim, u američkim propisiam ACI 318-89 koeficijenti sigurnosti nisu parcijalni, već jedinstveni (i za materijal i za opterećenje), a

pored njih koristi se i poseban koeficijent ϕ kojim se uvodi uticaj vrste naponskog stanja na nosivost preseka i elemenata konstrukcija, i kao što je već rečeno, za smicanje on iznosi 0.85. Tako da je umesto sila loma, koje zavise od usvojenog koncepta sigurnosti, možda bolje uporediti stvarne koeficijente sigurnosti koji se dobijaju kao količnik merene sile loma i eksploatacione sile. Eksploatacione sile se dobijaju iz računskih sila loma i odgovarajućih koeficijenata sigurnosti, za usvojen odnos stalnog i povremenog opterećenja. Ovi koeficijenti takođe su prikazani u tabeli 6.5 (γ).

Iz tabele 6.5 može se zaključiti sledeće: prvo, odnosi merenih i računskih sila loma, kao i stvarni koeficijenti sigurnosti značajno se razlikuju između navedenih propisa: stvarni koeficijent sigurnosti je, prema ACI 318-89, 1.64 za model S3, odnosno 2.02 za model S2, dok je prema Evrokodu 2, 3.05 za model S3, odnosno 3.54 za model S2. Čak i u okviru jednog propisa, koeficijenti sigurnosti nisu ujednačeni i razlikuju se za model S2 i S3. Drugo, očigledno je da je Evrokod 2 veoma konzervativan kad je u pitanju proračun nosivosti ploča na probijanje, jer su stvarni koeficijenti sigurnosti preveliki, čak i za problem probijanja. I treće, veći su stvarni koeficijenti sigurnosti za model S2 nego za model S3, i to prema svim propisima.

S obzirom da se radi o samo dva ispitana modela koja su imala lom usled probijanja, a da sličnih eksperimenata nema u literaturi, nemoguće je izvući opšte zaključke. Osim toga, za sva tri modela je karakteristično da je oslonac "veliki" u odnosu na debljinu ploče, ako se u proračunu usvoji da je kragna dovoljno kruta da u stvari proširuje oslonac-stub. Čak i za monolitne veze, u literaturi ima jako malo eksperimenata koji imaju ovakav odnos veličine stuba prema debljini ploče. Ali, sigurno se može zaključiti da tretman uticaja veličine oslonca na nosivost na probijanje nije dobar prema Evrokodu 2, odnosno "skraćeni" kritični presek za ivične stubove prema Modelu propisa CEB-FIP. Naime, očigledno je da je stvarni koeficijent sigurnosti veći za model S2 (veća kragna) nego za model S3 (manja kragna) i prema Evrokodu 2 i prema Modelu propisa CEB-FIP. Kao što se sa slika 6.27 i 6.28 može videti, prema Evrokodu 2, povećanje dimenzija stuba iznad veličine $O/d=11.2$ ne utiče na povećanje nosivosti na probijanje, što očigledno nije slučaj. S druge strane, slično se dobija i prema Modelu propisa CEB-FIP (slika 6.32(b)), jer kada dimenzija stuba c_1 (upravno na slobodnu ivicu ploče) pređe veličinu $0.5c_1 > 1.5d$, nosivost na probijanje ostaje ista bez obzira na povećanje dimenzije stuba (ako je druga dimenzija stuba ista).

Za razliku od ova dva propisa, ACI 318-89 tretira ovaj problem naizgled bolje (slika 6.30), međutim, i ovde se dobija veći koeficijent sigurnosti za model sa većom kragnom (S2). Ovo je posledica načina sračunavanja napona u kritičnom preseku. Naime, oslonci velikih dimenzija imaju velike površine i polarne momente inercije kritičnog preseka, ali i veliki ekscentricitet težišta kritičnog preseka u odnosu na težište stuba. Ovo proizvodi veliki momenat čiji deo se prenosi neravnomernim smicanjem u kritičnom preseku, i koji obara nosivost na probijanje. Iznad određene veličine stuba, ovaj momenat više obara nosivost na probijanje nego što je povećane karakteristike kritičnog preseka povećavaju, pa se opet dobija isto: sa porastom dimenzija stuba (iznad određene veličine) ne raste i nosivost na probijanje, kao i prema Evrokodu 2 i Modelu propisa CEB-FIP.

Ovaj problem, na žalost, uvek će se javiti kod "liftovanih" ploča, ukoliko se u proračunu usvoji da je kragna dovoljno kruta da predstavlja proširenje stuba i da se kritični presek usvaja na propisanoj udaljenosti od ivice kragne, tj, ako se pod dimenzijama stuba

podrazumevaju dimenzije kragne. U suprotnom, ako bi se kritični presek usvajao na propisanoj udaljenosti od ivice stuba, to bi značilo da se pretpostavlja da će površ loma "proći" kroz nožicu (flanšu) kragne, što je malo verovatno kod kragne koje se uobičajeno koriste u liftovanim pločama, što su i ovi eksperimenti pokazali.

U svakom slučaju, količina eksperimentalnih podataka koja trenutno postoji nije dovoljna za izvođenje sigurnih opštih zaključaka i preporuka za eventualne izmene propisa, pa je potrebno još eksperimentalnih ispitivanja na "liftovanim" pločama, i to naročito veze ivičnih i ugaonih stubova sa pločom.

Međutim, sa sigurnošću se može reći, da su ploče koje imaju veliki procenat armiranja armaturom za savijanje podložne primarnom lomu usled probijanja. Naime, Rankin i Long /55/ su, na osnovu analize 120 objavljenih eksperimentalnih ispitivanja na klasičnim izdvojenim modelima armiranobetonskih ploča, došli do zaključka da je, kod ploča koje imaju odnos $\mu f_y / f_c < 0.1$, lom uvek usled savijanja sa izraženim tečenjem armature u celom modelu, potpuno razvijenim "linijama loma" i velim ugibima. Ovde je μ koeficijent armiranja armaturom za savijanje (zategnutom), f_y granica razvlačenja čelika ove armature, a f_c čvrstoća betona pri pritisku određena na cilindričnim uzorcima. Prethodni zaključak važi za uobičajene odnose obima stuba prema statičkoj visini ploče, koji za armiranobetonske i "livene" prethodno napregnute ploče iznosi, obično, $O_s/h < 11$.

U tabeli 6.6 prikazano je šta ovaj uslov znači za glatku i rebrastu armaturu i uobičajene marke betona.

MB	20	30	40	50	
μ (%)	0.50	0.75	1.00	1.25	RA 400/500
μ (%)	0.83	1.25	1.67	2.08	GA 240/360

To znači da će, za uobičajene odnose obima stuba prema statičkoj visini ploče u armiranobetonskim pločama, i za, recimo, MB30 i RA 400/500, lom biti usled savijanja ukoliko je procenat armiranja zategnutom armaturom manji od 0.75%. Za procenat armiranja između 0.75% i 1.50%, lom će nastati usled probijanja nakon što je jedan deo armature počeo da teče, dakle nakon delimično razvijene slike "linija loma" - sekundarni lom usled probijanja. I konačno, za procenat armiranja veće od 1.5% lom nastaje pre nego što armatura počne da teče, pri veoma malim ugibima, malim širinama prslina, dakle potpuno nenajavljeno. Ovo je primarni lom usled probijanja koga treba izbegavati.

Za prethodno napregnute ploče važe isti uslovi, samo pod procentom armiranja treba podrazumevati ekvivalentni procenat koji obuhvata i prethodno nezategnutu armaturu i kablove (recimo, prema Evrokodu 2, izraz 6.2a). Kako je nivo prethodnog naprezanja u pločama mali (napon pritiska u betonu od prethodnog naprezanja je obično 1.5-2.5 MPa), i količina prethodno nezategnute armature takođe mala (jer se veliki deo opterećenja balansira prethodnim naprezanjem), to je ekvivalentni procenat armiranja obično mali. Kada se ovome doda i činjenica da je kod "liftovanih" ploča odnos obima stuba prema statičkoj visini ploče veći od uobičajenog, što takođe povećava duktilnost loma, može se reći da u prethodno napregnutim "liftovanim" pločama, ukoliko su projektovane prema bilo kojem od navedenih propisa, ne postoji opasnost od primarnog loma usled probijanja. Lom će biti ili usled savijanja, ili sekundarni lom usled probijanja, dakle nakon delimičnog tečenja armature i izraženih ugiba i prslina u zonama ploče oko stubova.

7 MEHANIZAM LOMA USLED PROBIJANJA U OBLASTI IVIČNOG STUBA LIFTOVANE PRETHODNO NAPREGNUTE PLOČE

U ovom poglavlju biće opisan mehanizam loma usled probijanja u ovom konkretnom slučaju veze između ivičnog stuba i liftovane ploče, i to na osnovu rezultata dobijenih nelinearnom numeričkom analizom i eksperimentalnih rezultata. Naime, u prethodnim poglavljima je pokazano, na osnovu poređenja rezultata eksperimenta i numeričke analize, da nelinearna numerička analiza daje pouzdane rezultate koji se mogu iskoristiti za praćenje ponašanja modela kroz sve faze opterećenja: nastanak i razvoj prslina, stanja napona i deformacija, kao i stanja napona i deformacija koja dovode do loma, nastajanje površi loma, odnosno mehanizma loma. Takođe, biće dat i kraći osvrt na dosada predložene mehaničke modele koji bi trebalo da opisuju lom usled probijanja (doduše za simetrični slučaj geometrije i opterećenja) kao i komentari vezani za modeliranje, odnosno pokušaje da se napravi dobar mehanički model loma usled probijanja.

7.1 Formiranje i razvoj kose unutrašnje prslina - formiranje površi loma

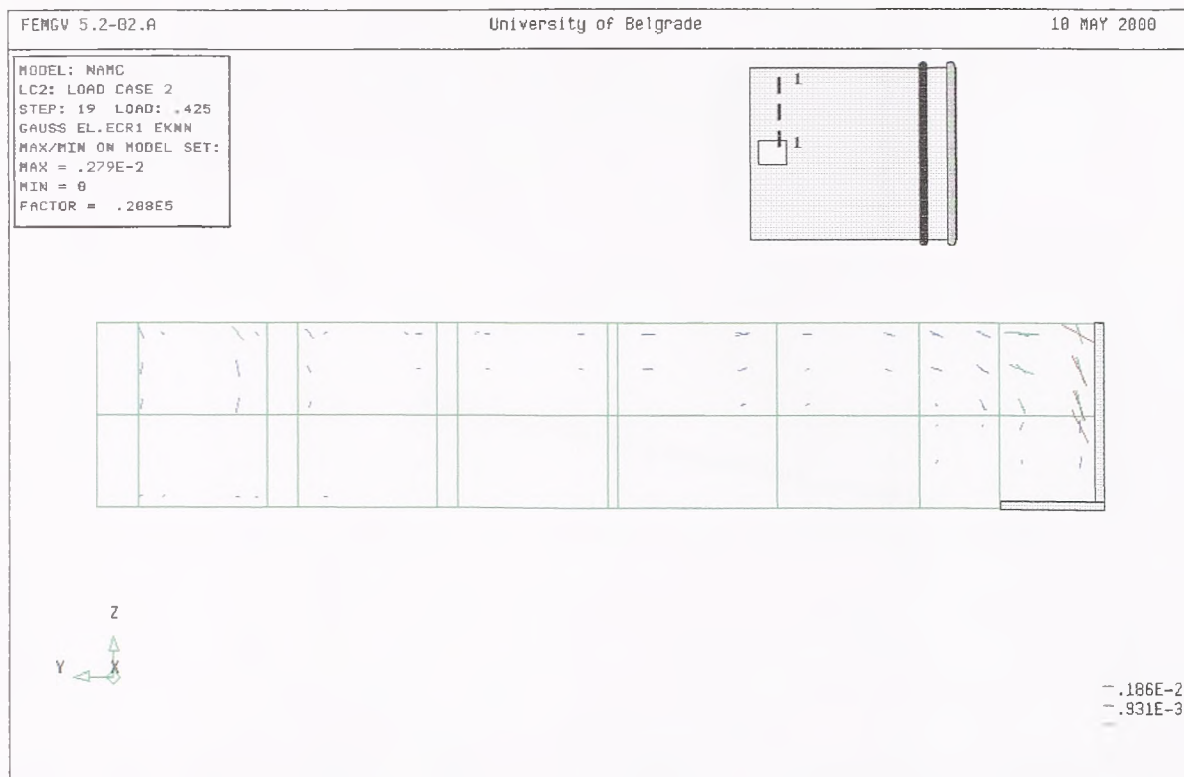
Prema većini autora, unutrašnja kosa (dijagonalna) prslina nastaje pri opterećenju koje je jednako 0.5-0.7 od graničnog opterećenja i njen nagib iznosi oko 20°-30° prema horizontali, odnosno srednjoj ravni ploče. Ona je naravno posledica visokih napona smicanja koji postoje u ovoj zoni, odnosno glavnih napona zatezanja koji deluju pod određenim uglom. Međutim, iako ploča nema poprečnu armaturu, nakon pojave kose prslina ne dolazi do njene nagle propagacije i loma, kao što je to slučaj kod greda, već ploča ostaje stabilna i može da primi još oko 30%-50% graničnog opterećenja. To znači da nakon pojave kose prslina u ploči nastaje mehanizam koji i dalje može da prenosi opterećenje sa ploče na stub ili obrnuto, i u tom novonastalom mehanizmu će u jednom trenutku i doći do loma ploče.

Na sledećim slikama je prikazan razvoj dilatacija na mestu prslina (ϵ_{cr}) u pojedinim presecima u kritičnoj zoni ploče oko otvora. Pošto u "razmazanom" modelu prslina, nakon pojave prslina se ne stvara fizički diskontinuitet u modelu, već on ostaje kontinuum, to na mestima prslina raste dilatacija koja se zove ϵ_{cr} ali pri naponu koji je jednak nuli. Pošto su na slikama prikazane dilatacije upravne na prslinu, i to vektorski, to je pravac prslina upravan na pravac ϵ_{cr} . Prikazani su rezultati iz numeričkog modela u kome je usvojen krt lom betona pri zatezanju u kritičnoj zoni za probijanje, pa postojanje dilatacije ϵ_{cr} u nekoj Gausovoj tački znači i postojanje prslina koja je upravna na pravac ove dilatacije.

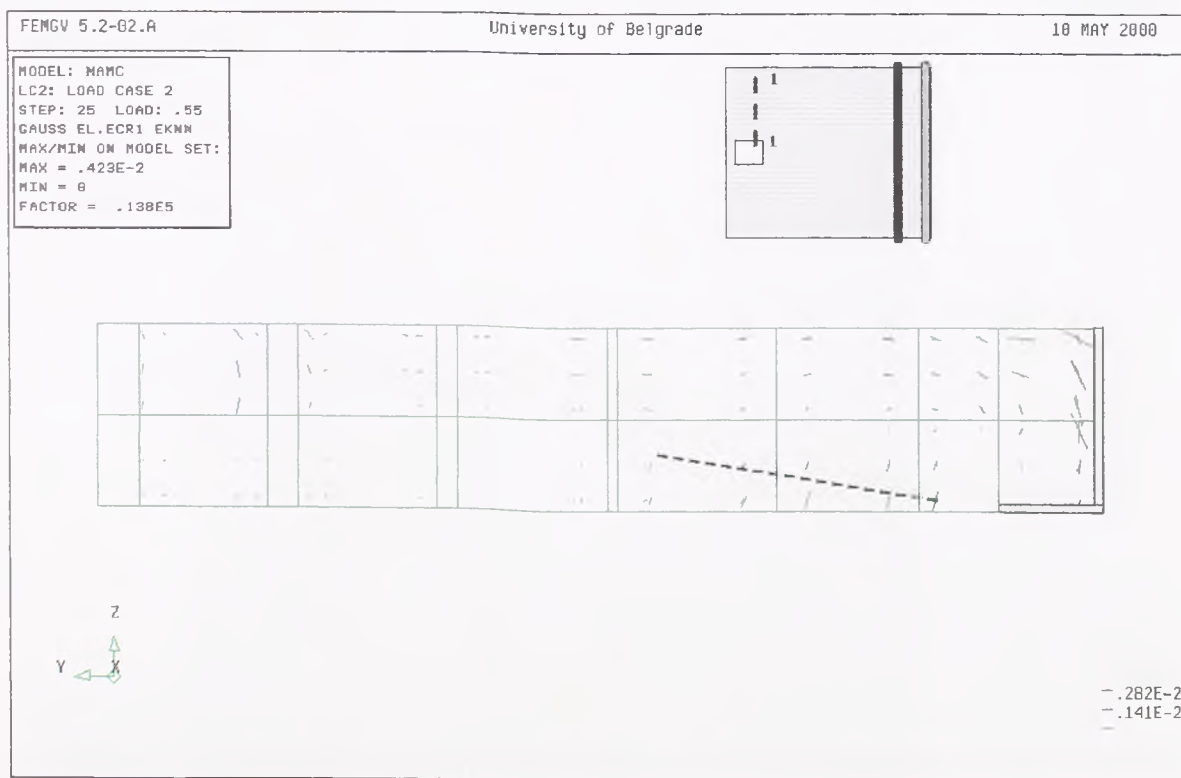
Na slikama 7.1 do 7.4 prikazan je razvoj prslina u preseku 1-1 ploče. Pri opterećenju od 0.475 od graničnog, počinje formiranje kose prslina i to blisko donjoj površini ploče uz otvor za stub. Pri opterećenju od 0.55 od graničnog ona je propagirala kako je to pokazano na sl.7.2. Pri daljem povećanju opterećenja ona se razvija ka gornjoj površini ploče, pri čemu jedna mala zona uz otvor ostaje sve do loma neisprskala. Treba takođe primetiti da formiranje kose prslina počinje u donjoj zoni ploče i da je ugao nagiba prema horizontali mali.

Pored kose prslina, na slikama se može naravno pratiti i razvoj prslina od savijanja, kojih

ima i u gornjoj i u donjoj zoni ploče, pošto je moment M_x u ovoj kritičnoj zoni promenljivog znaka, a moment M_y stalno zateže gornju površinu ploče.



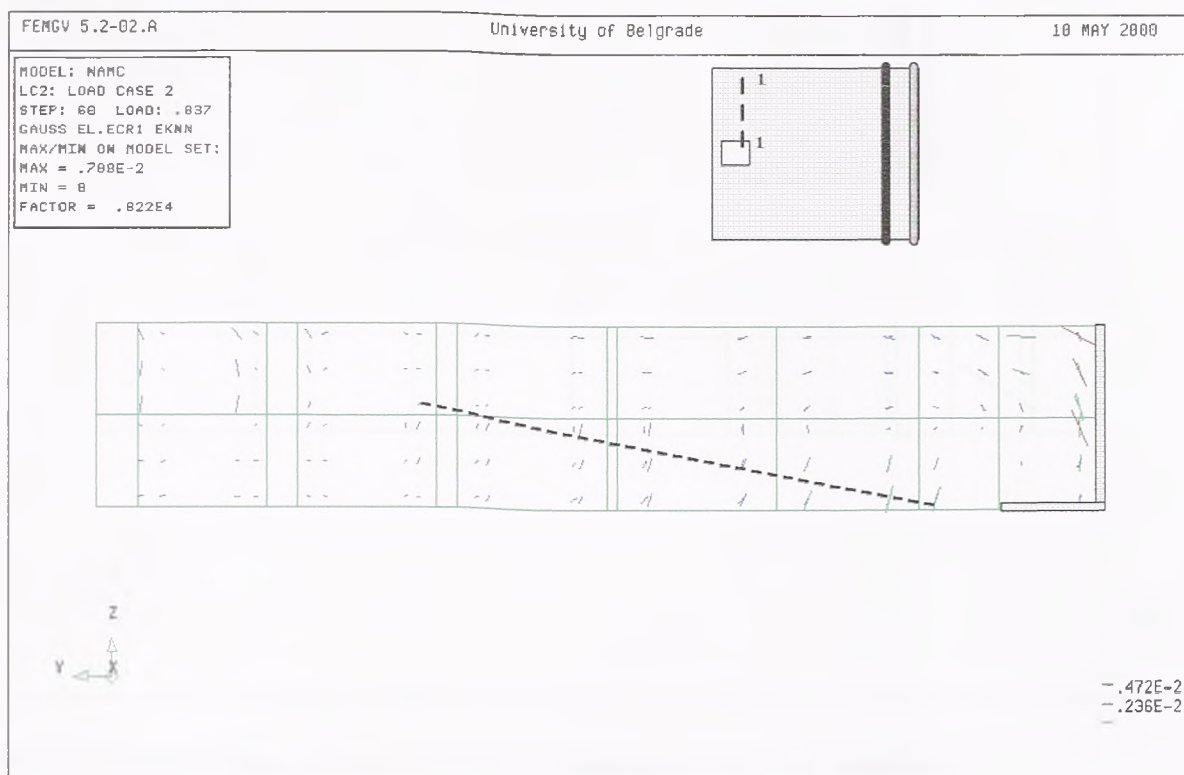
Slika 7.1 Stanje prslina u preseku 1-1, pri 0.425 od graničnog opterećenja



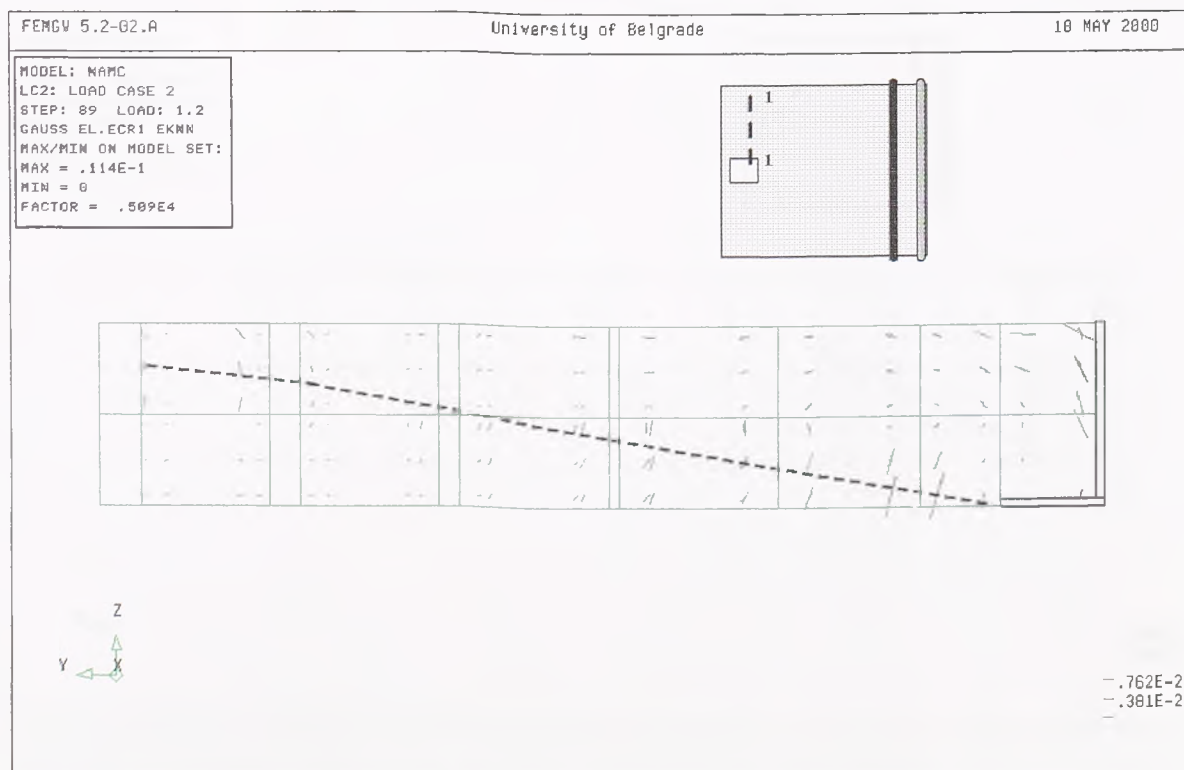
Slika 7.2 Stanje prslina u preseku 1-1, pri 0.55 od graničnog opterećenja

Na slikama 7.5 do 7.8 prikazan je razvoj prslina sa porastom opterećenja u preseku 5-5.

Formiranje kose prsline počinje pri opterećenju od 0.425 od graničnog i to ponovo u donjoj zoni ploče uz otvor za stub.

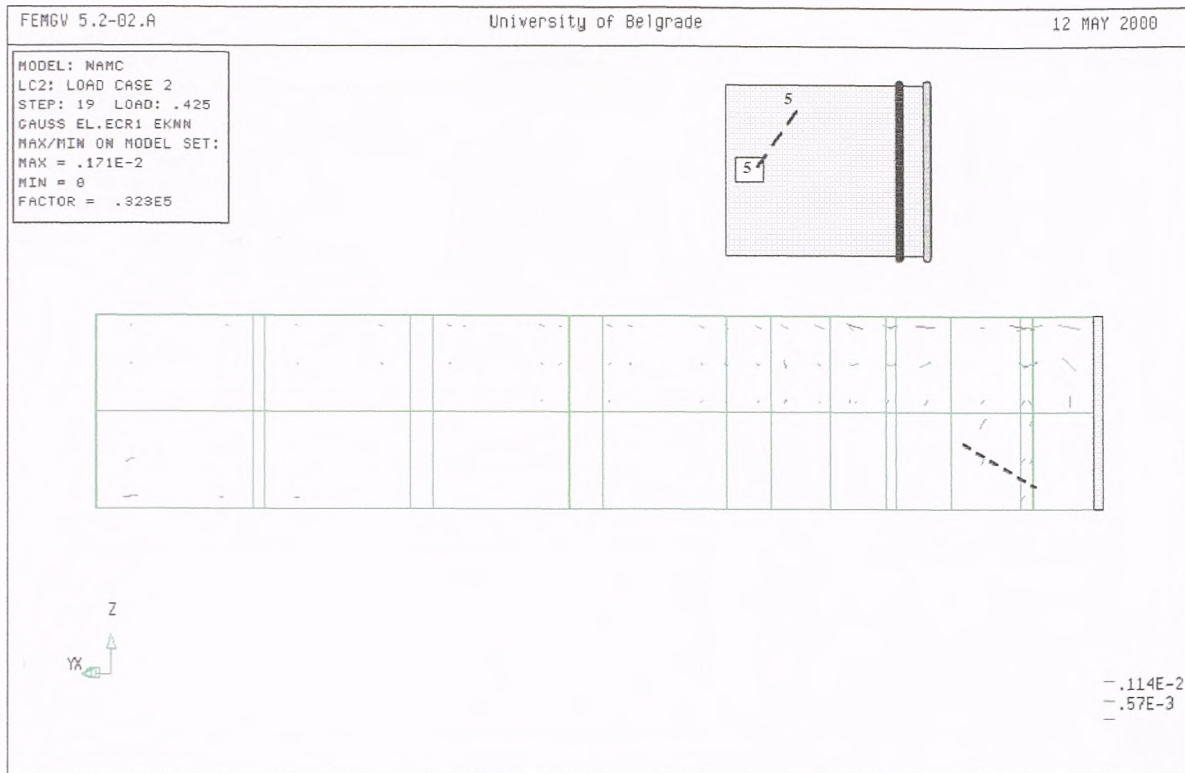


Slika 7.3 Stanje prsline u preseku 1-1, pri opterećenju od 0.837 od graničnog

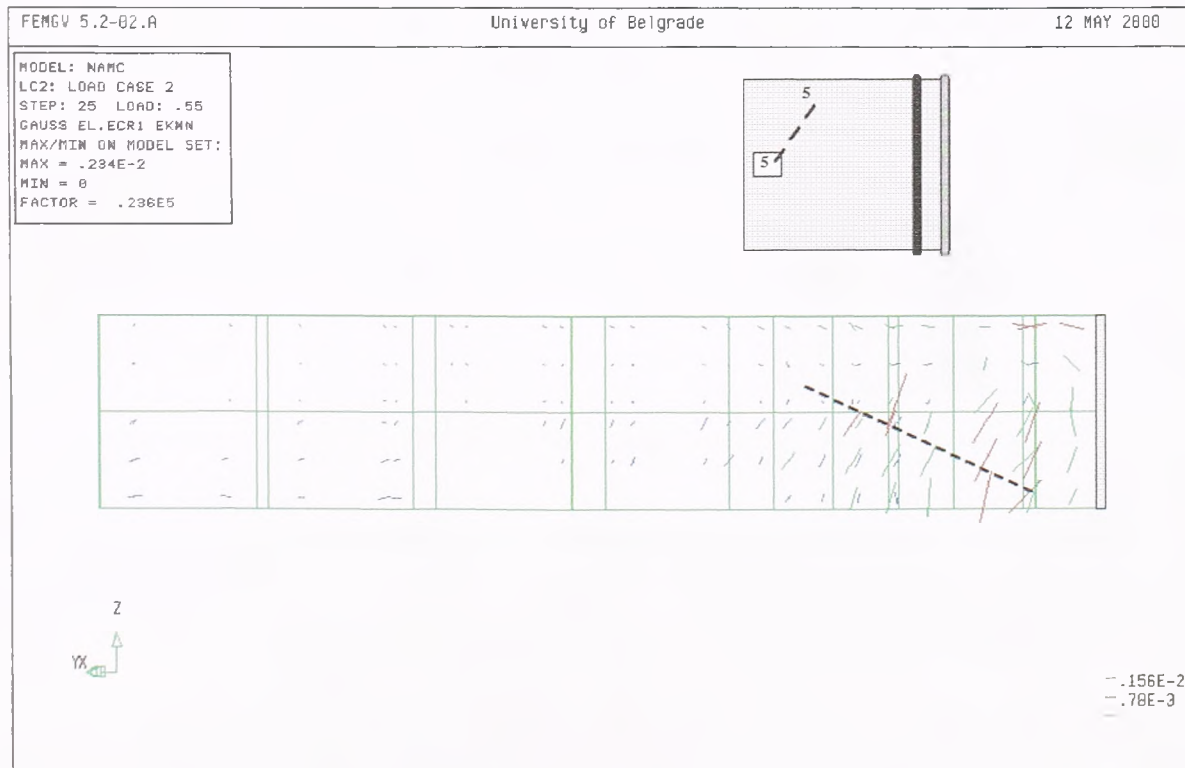


Slika 7.4 Stanje prsline u preseku 1-1 u trenutku loma

Dalji razvoj prsline u ovom preseku prikazan je na slikama 7.6 do 7.8.



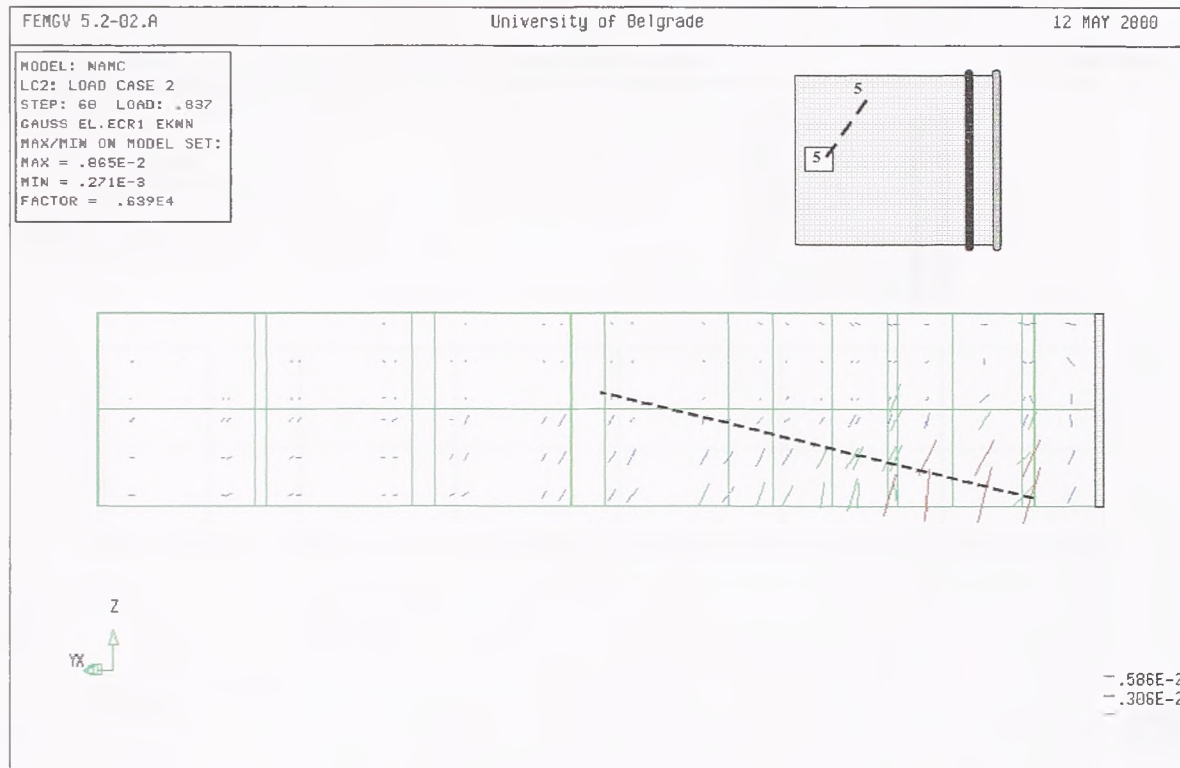
Slika 7.5 Stanje prslina u preseku 5-5 pri opterećenju 0.425 od graničnog



Slika 7.6 Stanje prslina u preseku 5-5 pri opterećenju 0.55 od graničnog

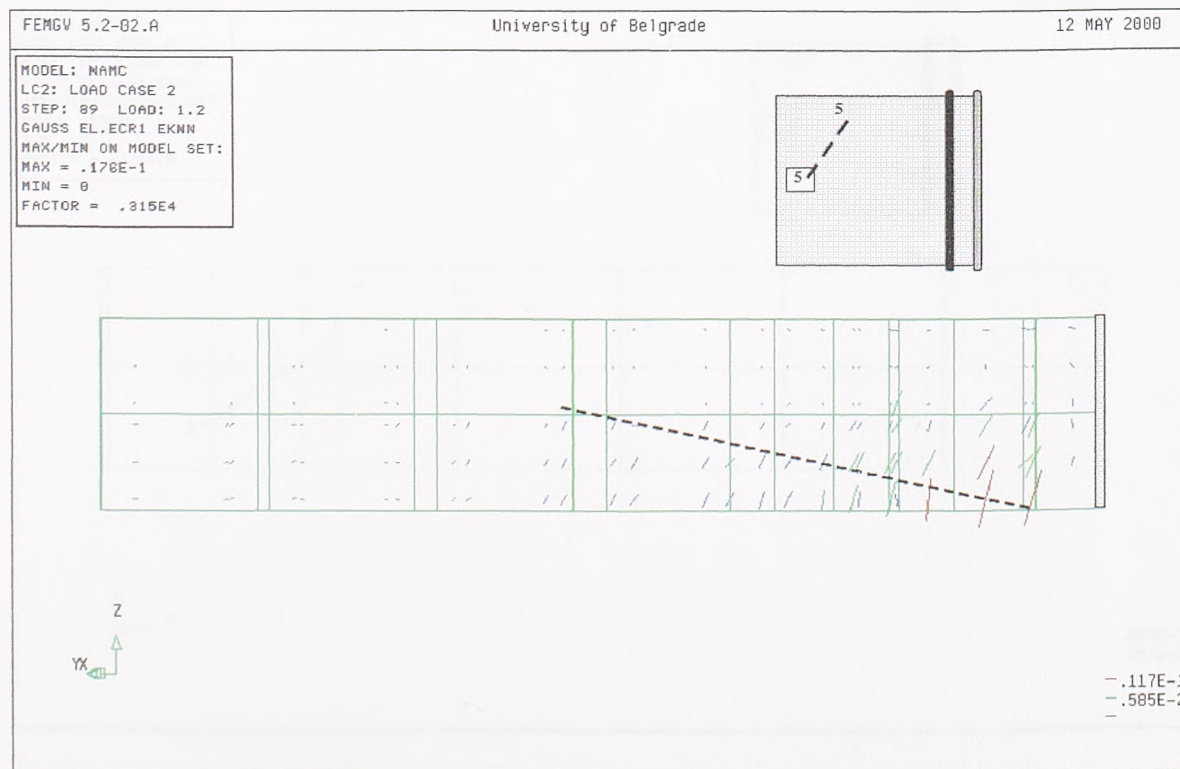
Može se primetiti da kosa unutrašnja prslina ne nastaje u svim presecima u istom trenutku, ali da pri opterećenju jednakom 0.55 od graničnog ona postoji u svim

posmatranim presecima u kritičnoj zoni ploče oko otvora za stub.



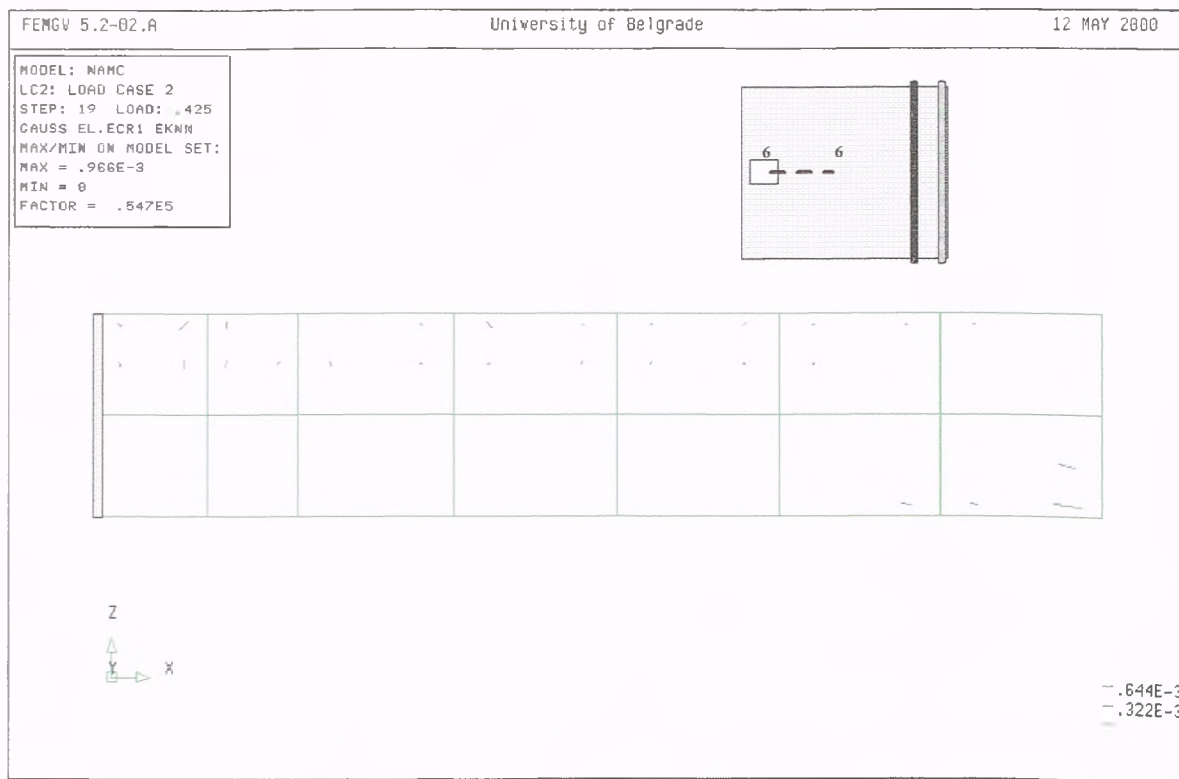
Slika 7.7 Stanje prslina u preseku 5-5 pri opterećenju 0.837 od graničnog

Na slici 7.8 se može videti da kosa prslina nije propagirala do gornje površine u trenutku loma u preseku 5-5, ali jeste do neutralne ravni pri savijanju.

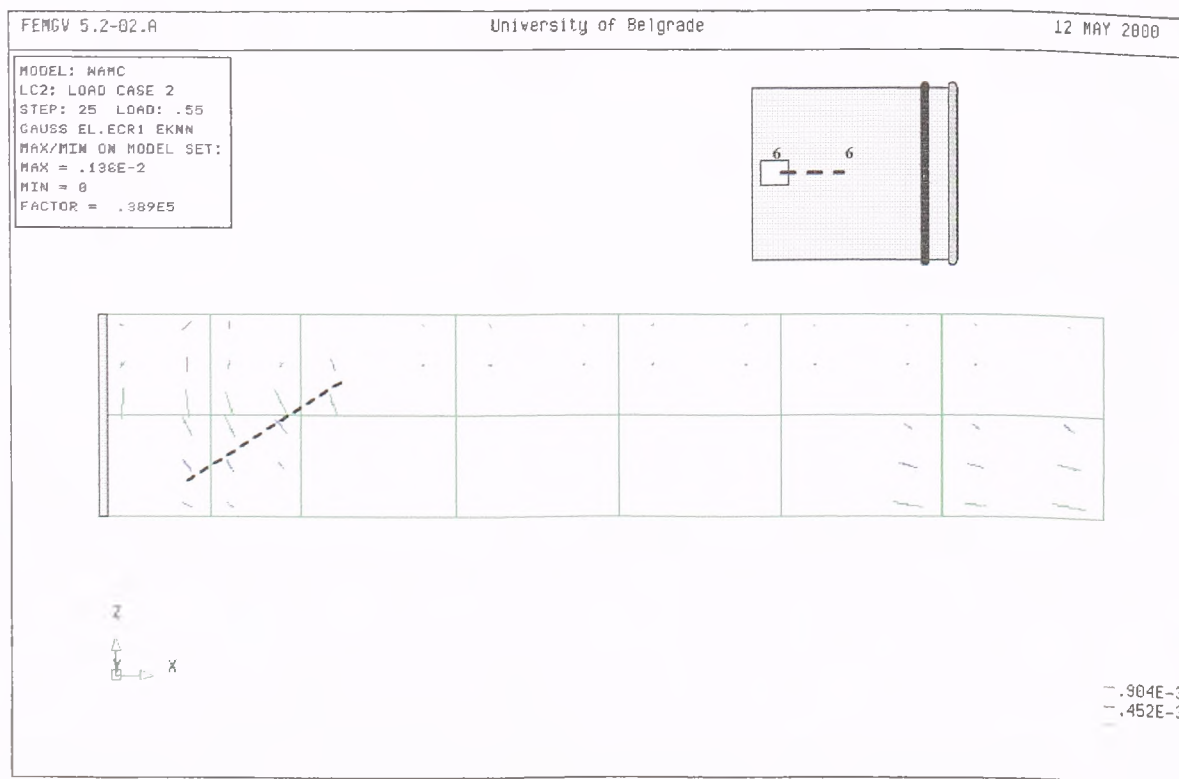


Slika 7.8 Stanje prslina u preseku 5-5 u trenutku loma

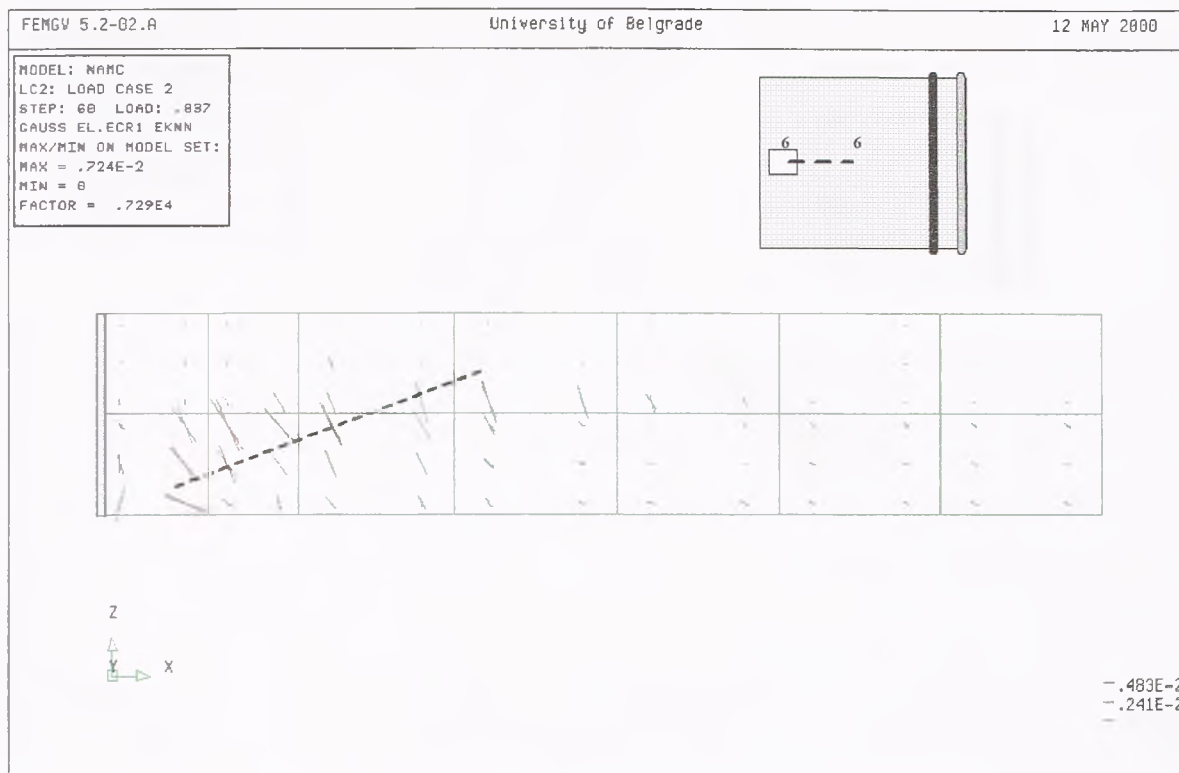
Na slikama 7.9 do 7.12 prikazan je razvoj prslina, sa povećanjem opterećenja, u preseku 6-6.



Slika 7.9 Stanje prslina u preseku 6-6 pri opterećenju 0.425 od graničnog

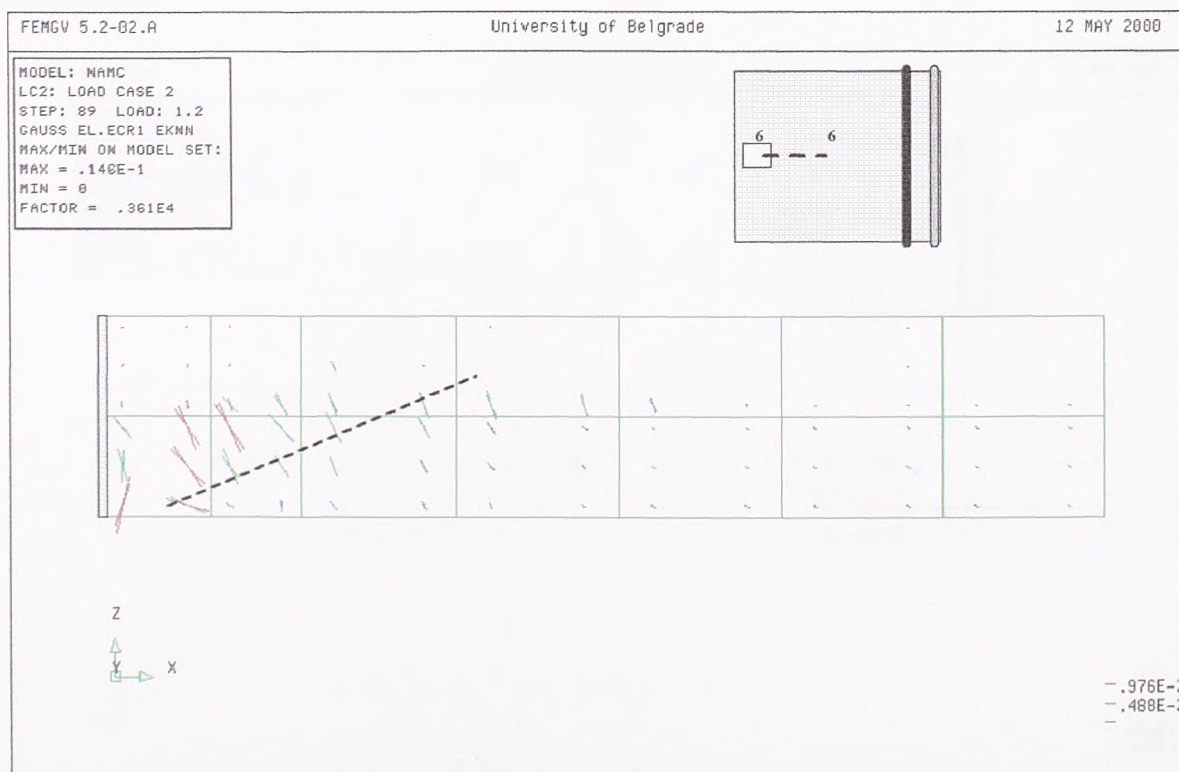


Slika 7.10 Stanje prslina u preseku 6-6 pri opterećenju 0.55 od graničnog



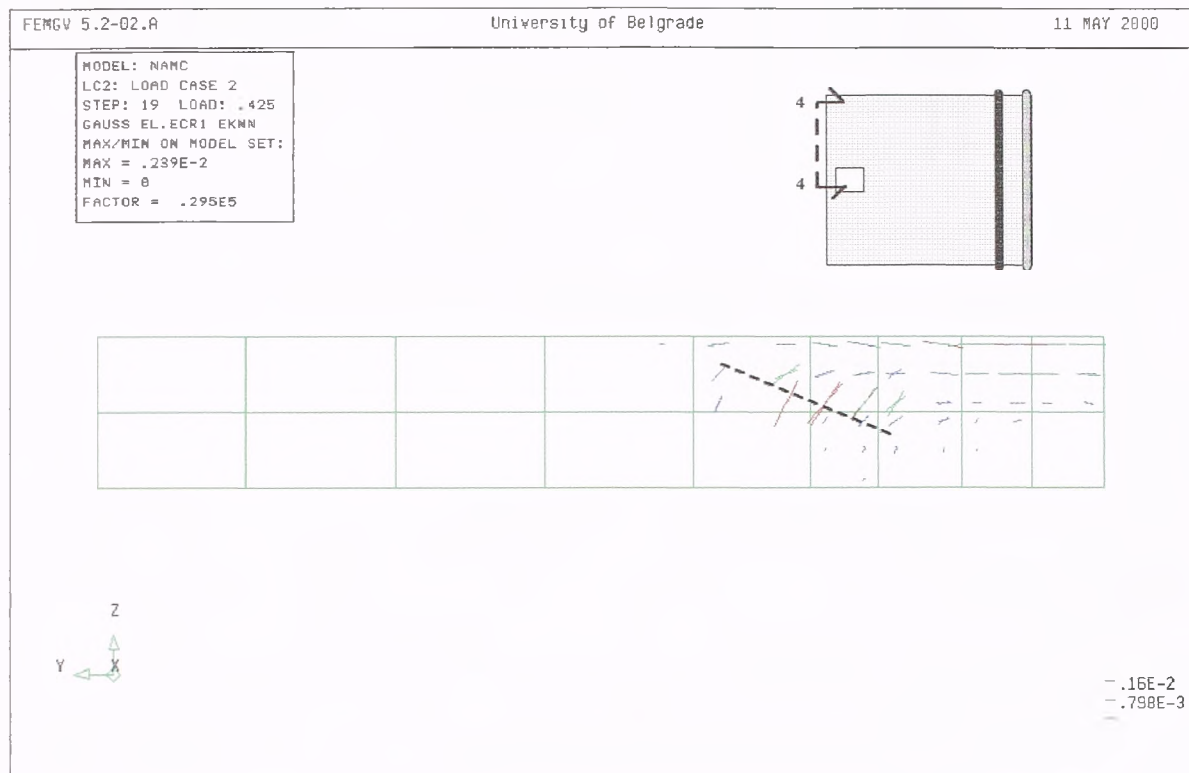
Slika 7.11 Stanje prslina u preseku 6-6 pri opterećenju 0.837 od graničnog

Ni u ovom preseku kosa prslina u trenutku loma ne dostiže do gornje površine, slika 7.12.



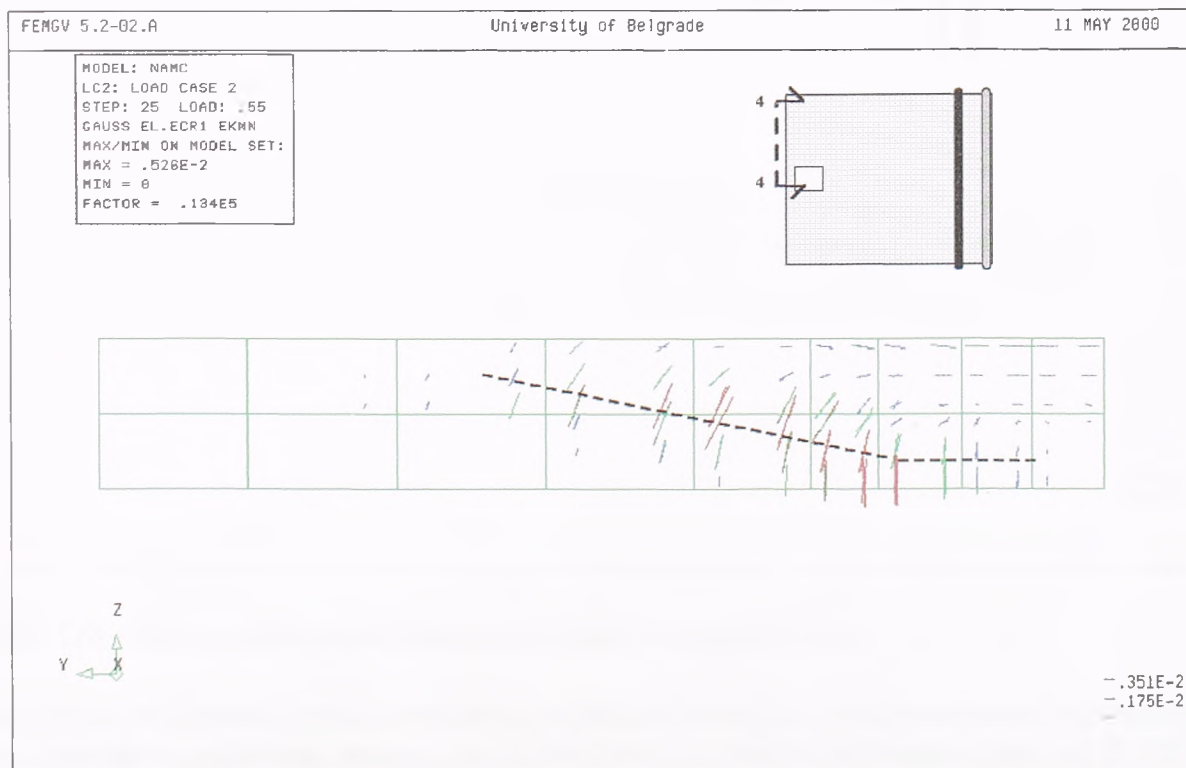
Slika 7.12 Stanje prslina u preseku 6-6 u trenutku loma

Na slikama 7.13 do 7.16 prikazan je razvoj prslina sa razvojem opterećenja na slobodnoj ivici ploče. Pri opterećenju od 0.425 od graničnog kosa prslina je već formirana, a sa

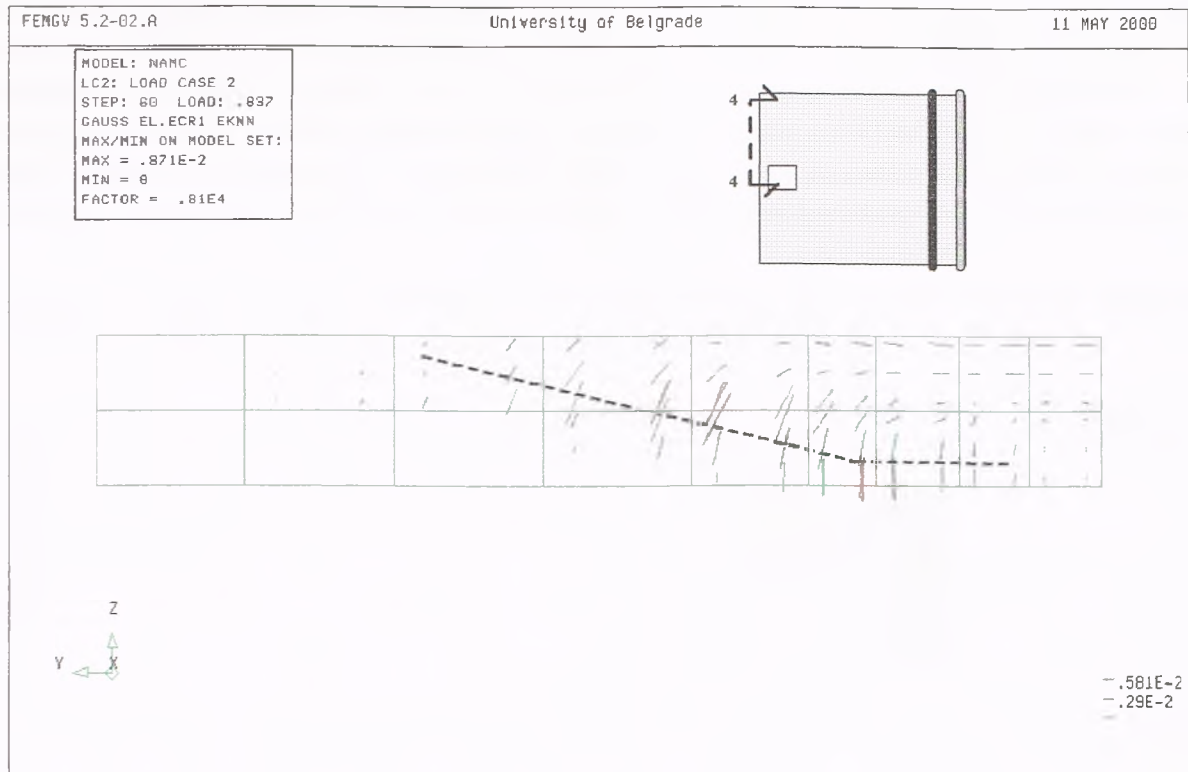


Slika 7.13 Stanje prslina na slobodnoj ivici ploče pri opterećenju 0.425 od graničnog

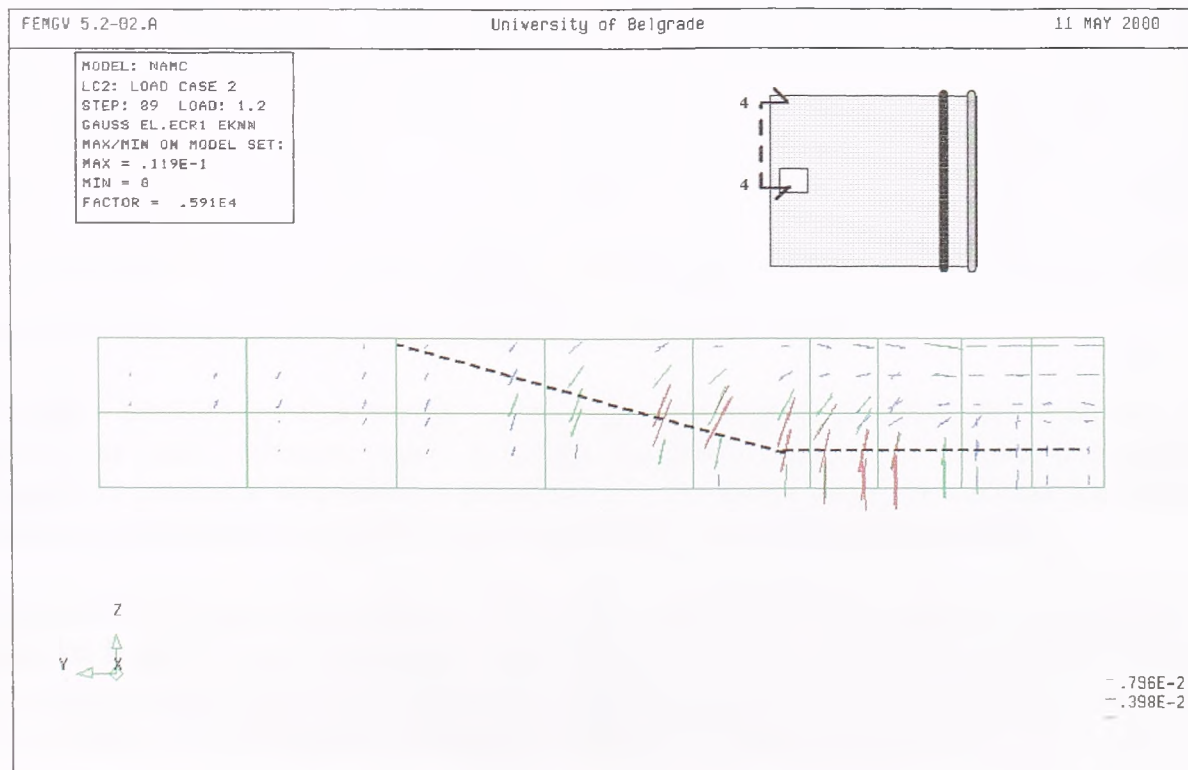
povećanjem opterećenja ona postaje na delu otvora horizontalna, što je zabeleženo i u eksperimentu.



Slika 7.14 Stanje prslina na slobodnoj ivici ploče pri opterećenju 0.55 od graničnog



Slika 7.15 Stanje prslina na slobodnoj ivici ploče pri opterećenju 0.837 od graničnog

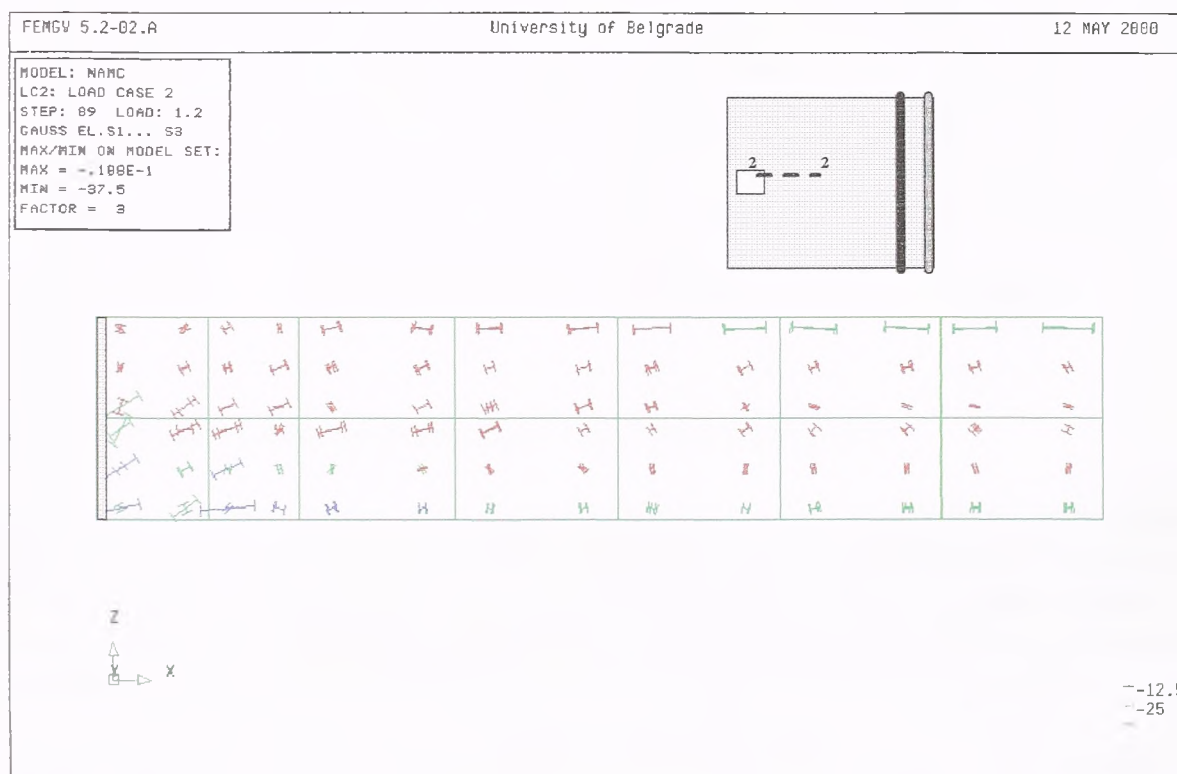


Slika 7.16 Stanje prslina na slobodnoj ivici ploče u trenutku loma

Kao što je već rečeno, kosa unutrašnja prslina ne nastaje u svim preseccima istovremeno: prvo nastaje u uglovima otvora i na slobodnoj ivici ploče pri opterećenju od 0.425 od graničnog, a nešto kasnije (0.5-0.525 od graničnog opterećenja) u preseccima kroz sredinu otvora za stub. U svakom slučaju, pri opterećenju od 0.55 od graničnog, kosa prslina je

formirana u celoj zoni oko stuba. Ona počinje da se formira u donjoj zoni ploče ili oko sredine debljine (kao na slobodnoj ivici ploče) i zatim, sa povećanjem opterećenja, propagira ka gornjoj površini ploče (ukoliko je početak u donjoj zoni), odnosno, i ka gornjoj i ka donjoj površini (ukoliko je početak u sredini debljine ploče). Ugao nagiba prsline prema horizontali je veoma mali (oko 15°) u većini preseka, odnosno samo u preseku 6-6 taj ugao je veći i kosa prsline kao da ne propagira do gornje površine ploče.

Na slici 7.17 prikazani su, vektorski, glavni naponi σ_3 (u Diani pritisak je označen sa minusom) - napona pritiska, u preseku 2-2, u trenutku loma.



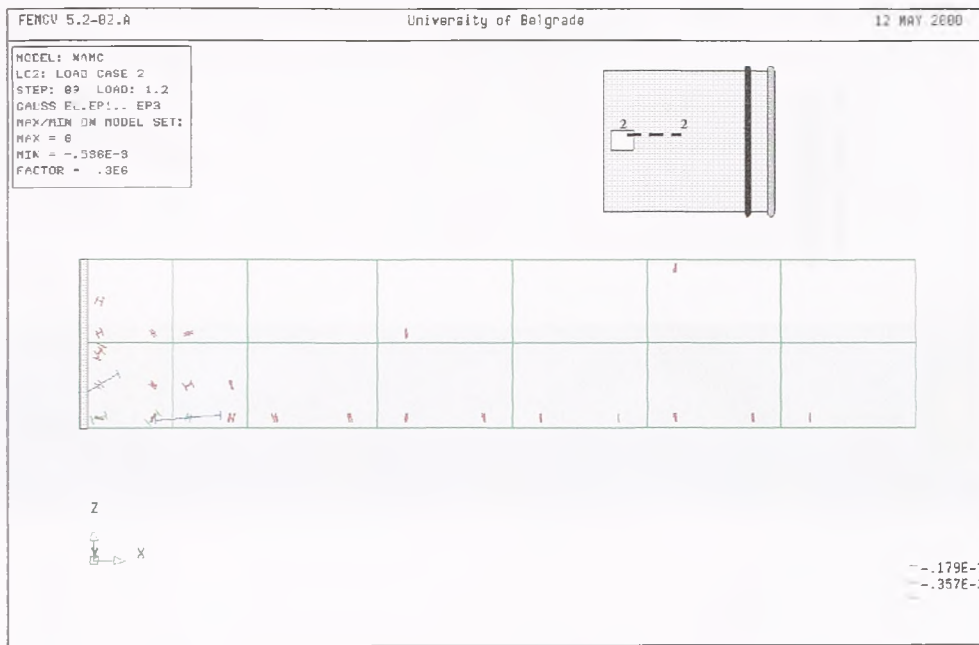
Slika 7.17 Glavni naponi pritiska u preseku 2-2 u trenutku loma

Kao što je poznato, prsline nastaju u pravcu glavnih napona pritiska, što se na ovoj slici može lepo videti, odnosno može se uočiti dijagonala pritiska u pravcu kose prsline. Dijagonala pritiska istovremeno pokazuje i način prenošenja opterećenja kroz ploču, odnosno opterećenje se u stub očigledno prenosi kosim radijalnim pritiskom.

Na slici 7.18 prikazane su, takođe vektorski, plastične dilatacije betona u preseku 2-2 u trenutku loma. U ovom preseku, a slično je i u ostalim presecima kroz kritičnu zonu, beton ima najveće plastične dilatacije u donjoj zoni ploče sasvim uz otvor za stub (oko 0.5%), koje se sa povećanjem udaljenosti od mesta otvora naglo smanjuju.

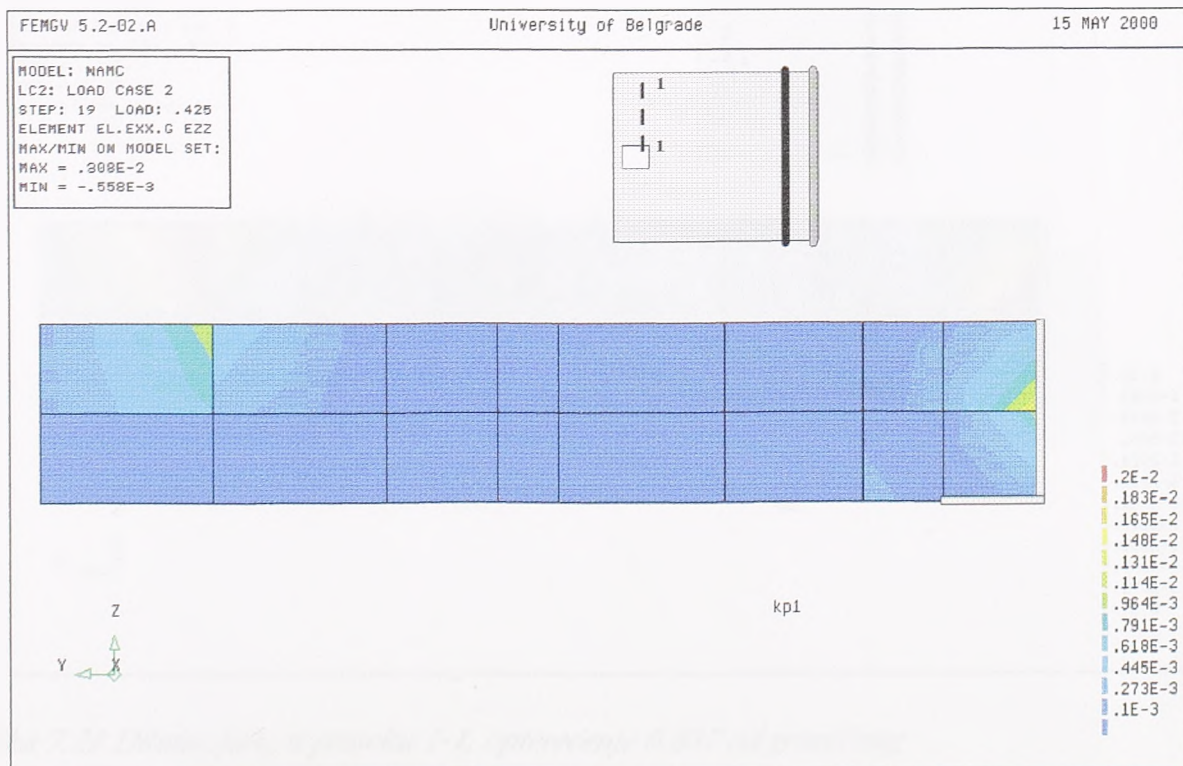
Kosa unutrašnja prsline određuje oblik površi loma. Od 0.55 do 0.85 od graničnog opterećenja, ova prsline se razvija kroz ploču, nakon čega postaje stabilna u smislu promene dužine, ali se širi isprskala zona u preseku i povećava se širina postojećih prsline. Da bi se stekao utisak o obliku površi loma u osnovi, biće prikazan razvoj dilatacija ϵ_z u ploči sa povećanjem opterećenja, tj. dilatacija u pravcu upravnom na površ ploče. Ova dilatacija je takođe pokazatelj pojave i razvoja kose unutrašnje prsline. U

trenutku pojave kose prsline dilatacija ϵ_z dobija nagli skok, nakon čega raste kontinualno sa povećanjem opterećenja.



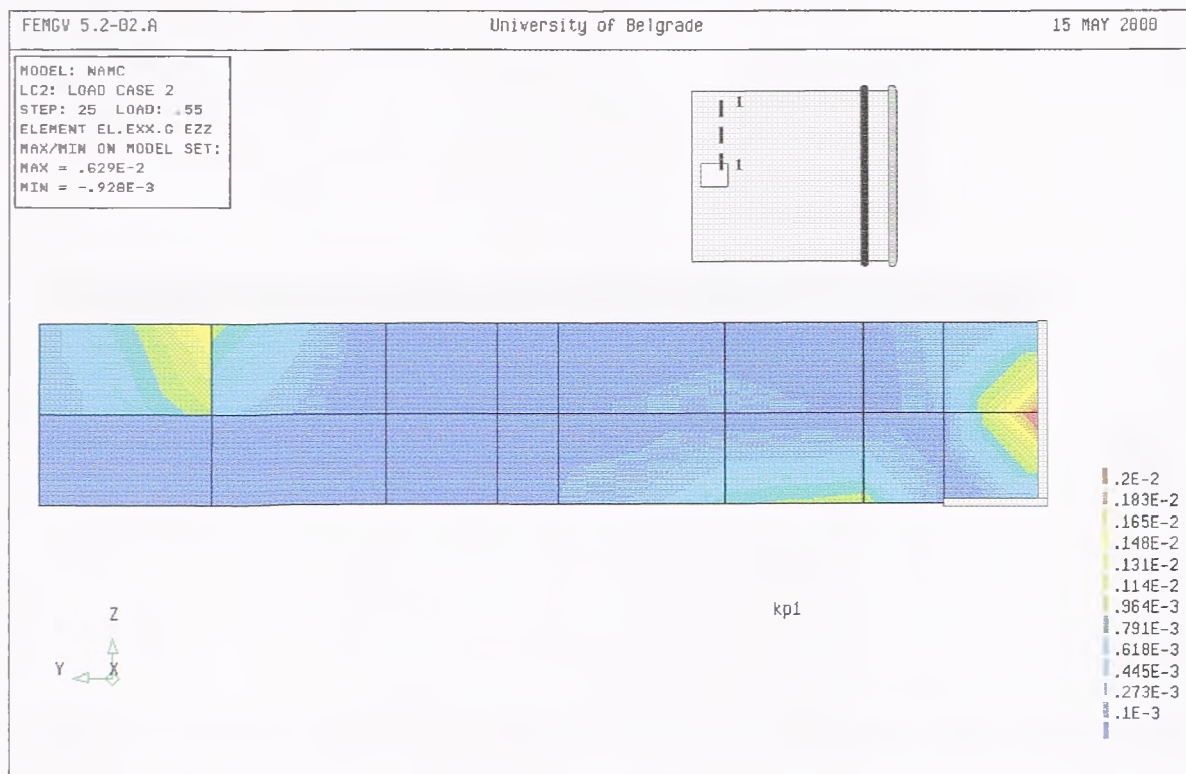
Slika 7.18 Plastične dilatacije betona u preseku 2-2 u trenutku loma

Na sledećim slikama prikazan je razvoj dilatacije ϵ_z sa povećanjem opterećenja u presecima 1-1, 5-5 i 4-4 (slobodna ivica ploče). Tamno plava boja označava područja u kojima je ova dilatacija manja od 0.1% što je vrednost koja odgovara pojavi prsline. Sve ostale boje označavaju područja u kojima je dilatacija veća od ove vrednosti, što znači da su isprskala (prema legendi). Crvena boja označava područja u kojima je $\epsilon_z \geq 2\%$.

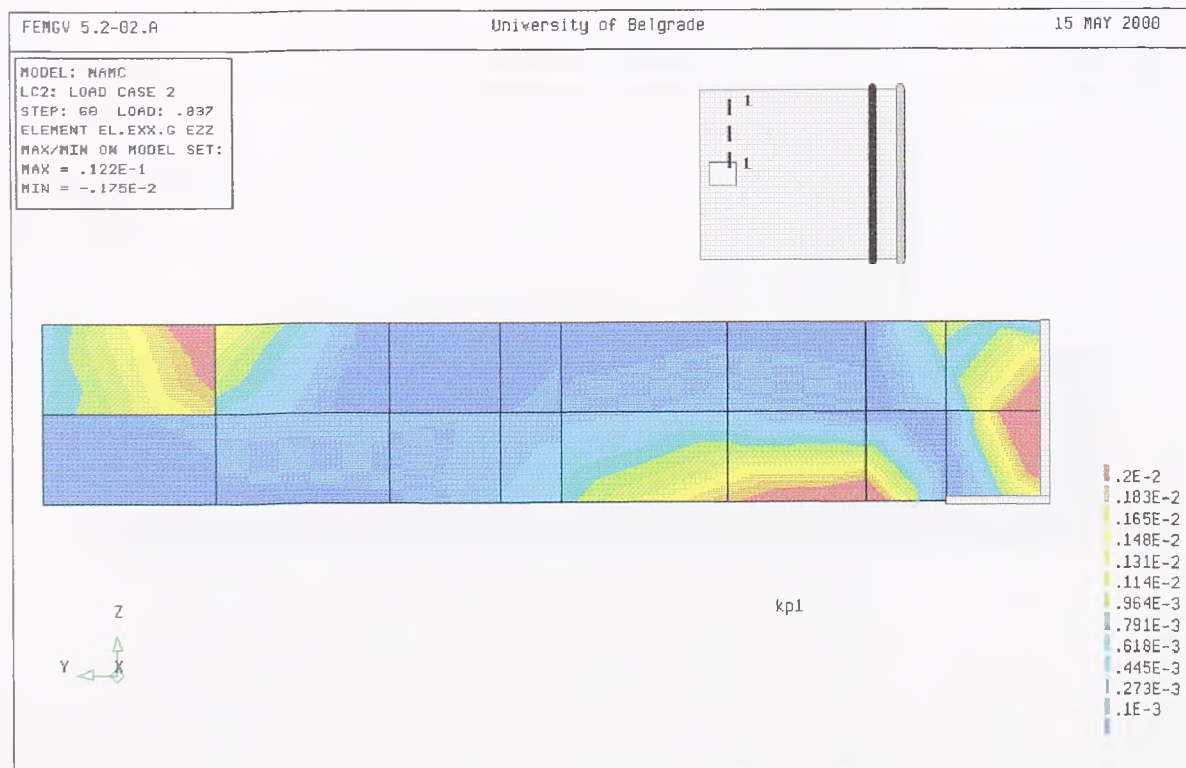


Slika 7.19 Dilatacija ϵ_z u preseku 1-1, opterećenje 0.425 od graničnog

Pojava velikih dilatacija ϵ_z u oblasti kragne i zatege posledica je numeričkog modeliranja pre nego stvarnog ponašanja ploče (u ovim zonama deluju koncentrisane sile u tački).



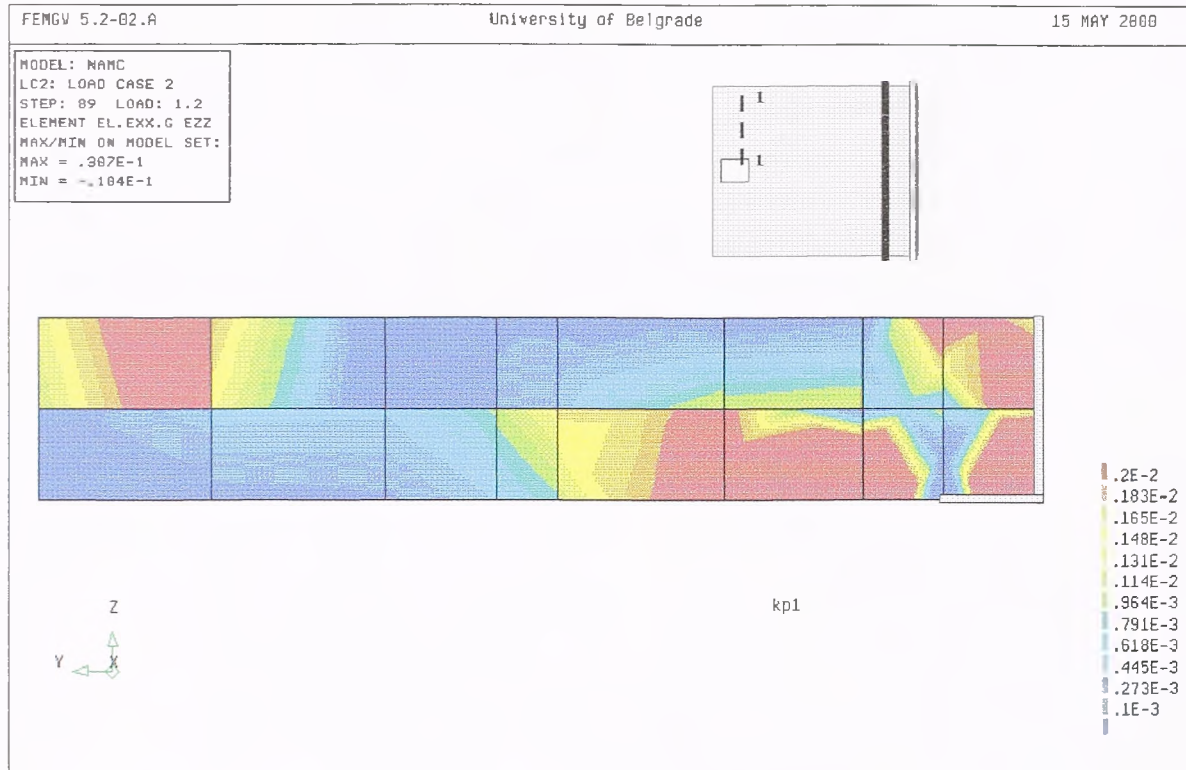
Slika 7.20 Dilatacija ϵ_z u preseku 1-1, opterećenje 0.55 od graničnog



Slika 7.21 Dilatacija ϵ_z u preseku 1-1, opterećenje 0.837 od graničnog

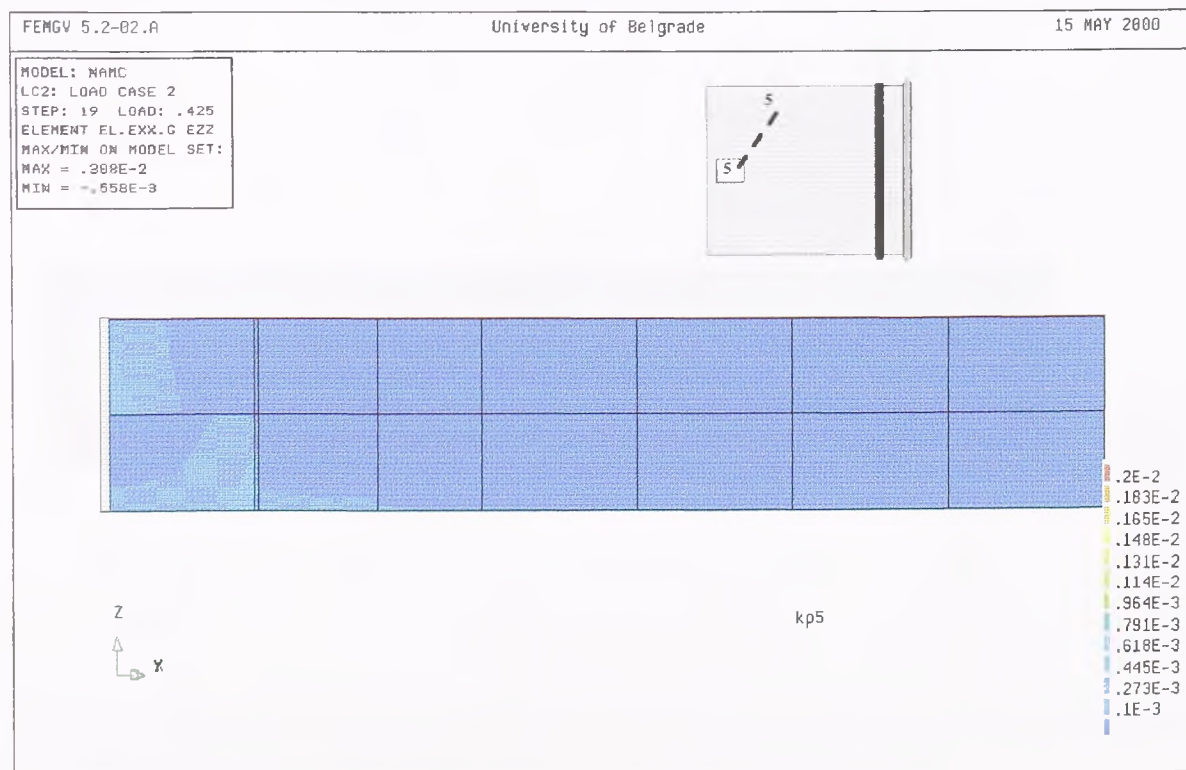
Sa slike 7.20 se vidi da formiranje kose prsline počinje u donjoj zoni ploče, kao što to

pokazuju i dilatacije na mestu prslina, a dalji razvoj prikazan je na slikama 7.21 i 7.22.

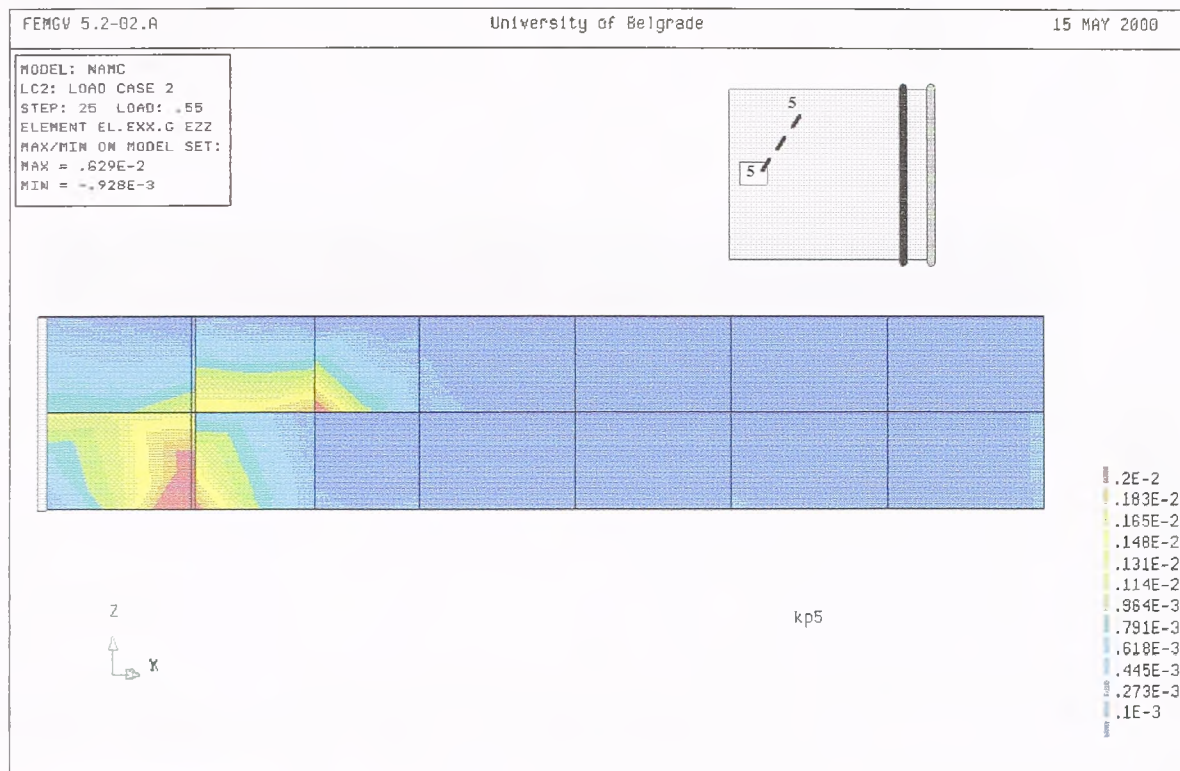


Slika 7.22 Dilatacija ϵ_z u preseku 1-1 u trenutku loma

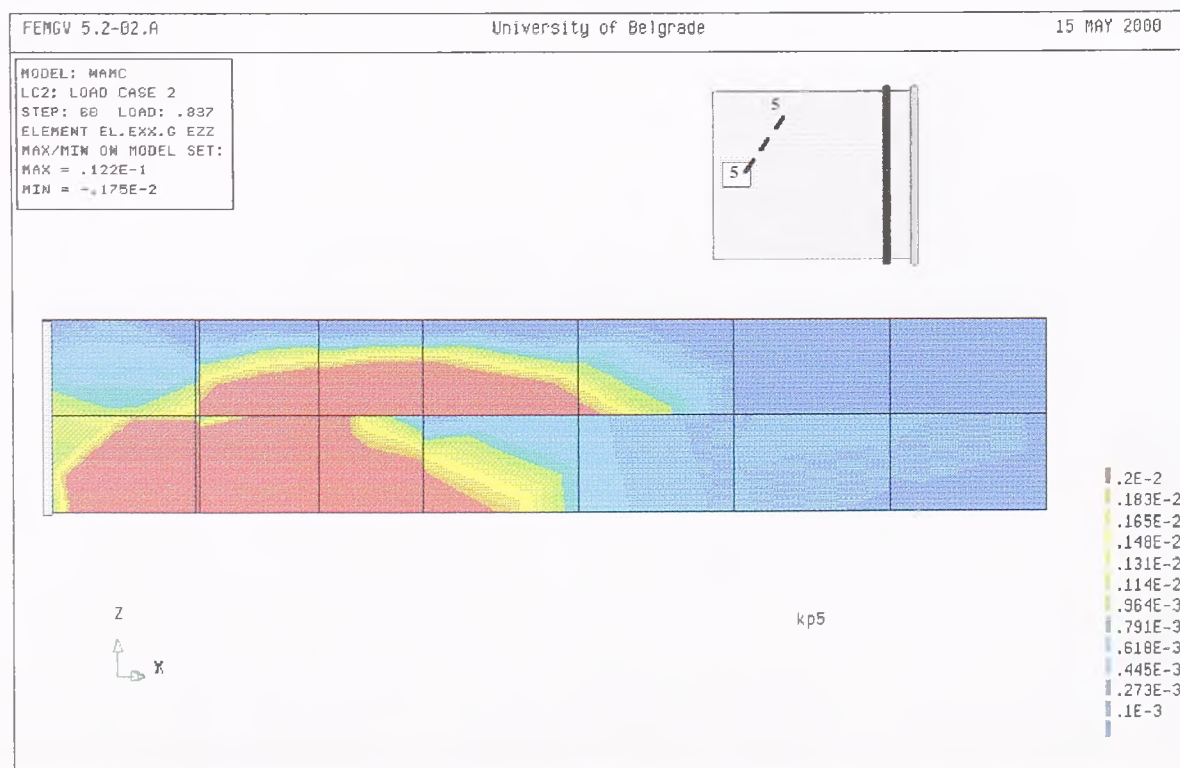
Pri istim nivoima opterećenja prikazana je dilatacija ϵ_z u preseku 5-5 na slikama 7.23-7.26.



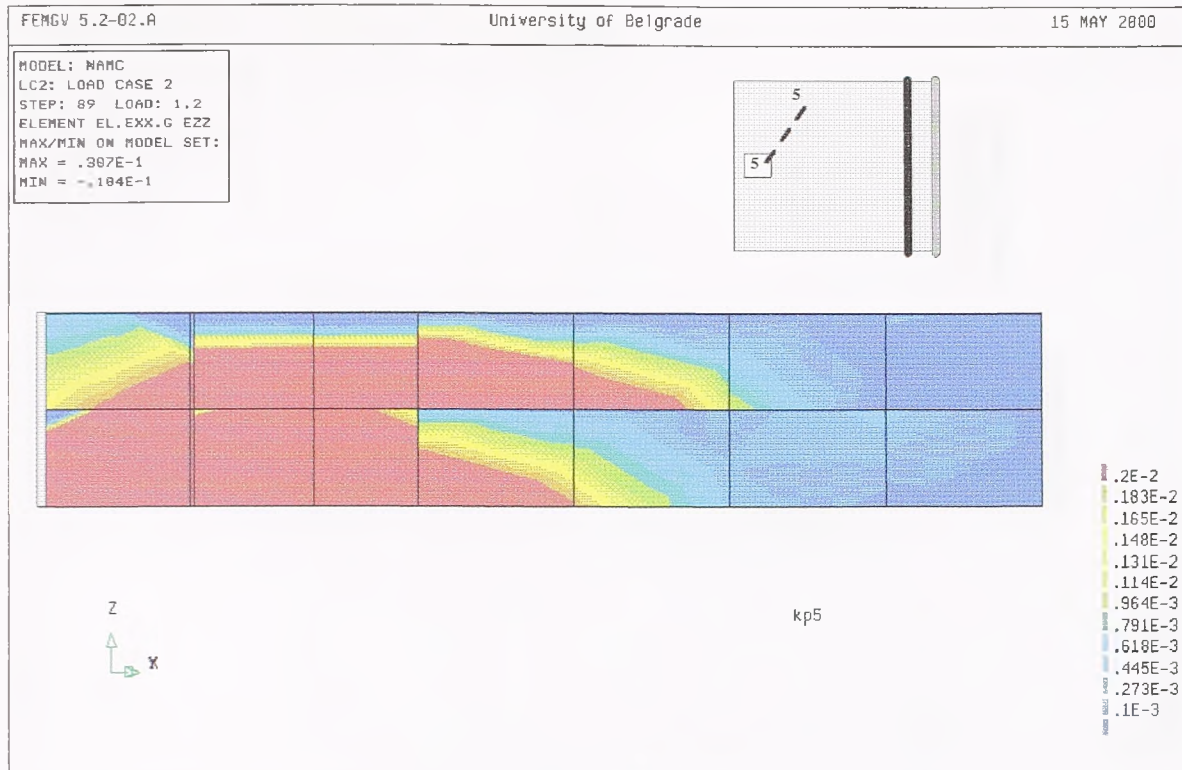
Slika 7.23 Dilatacija ϵ_z u preseku 5-5, opterećenje 0.425 od graničnog



Slika 7.24 Dilatacija ϵ_z u preseku 5-5, opterećenje 0.55 od graničnog

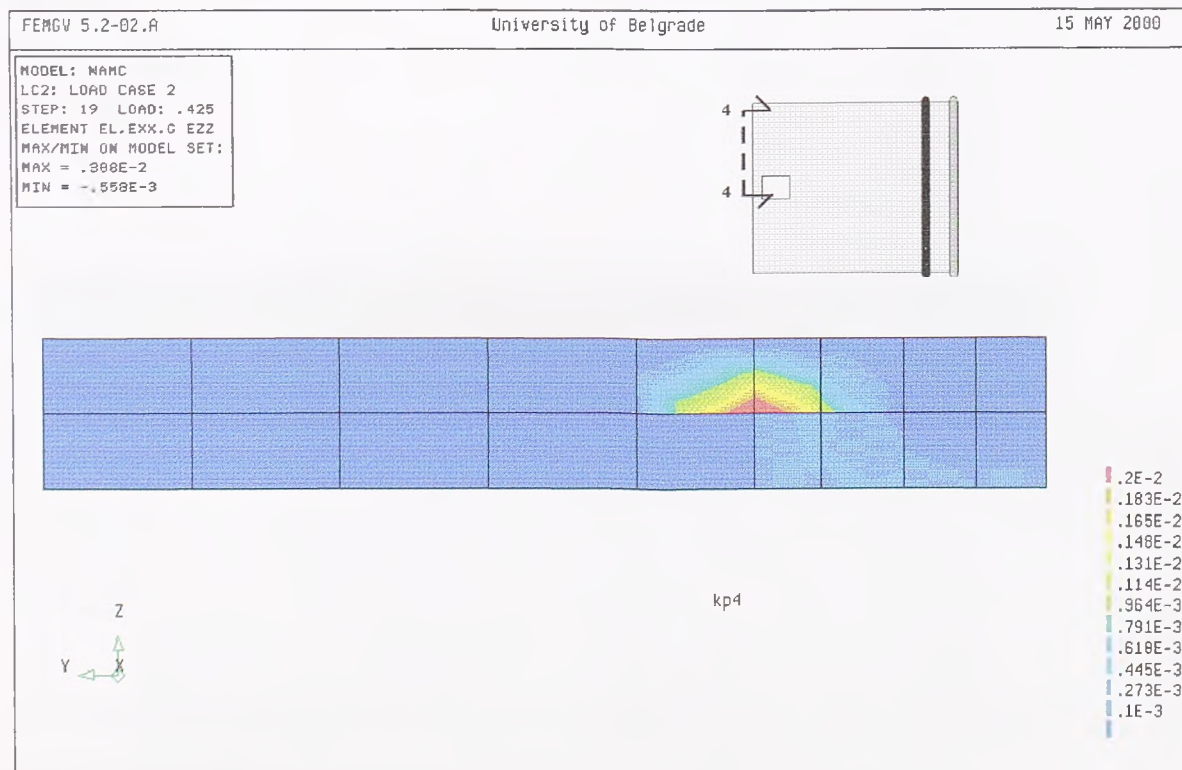


Slika 7.25 Dilatacija ϵ_z u preseku 5-5, opterećenje 0.873 od graničnog



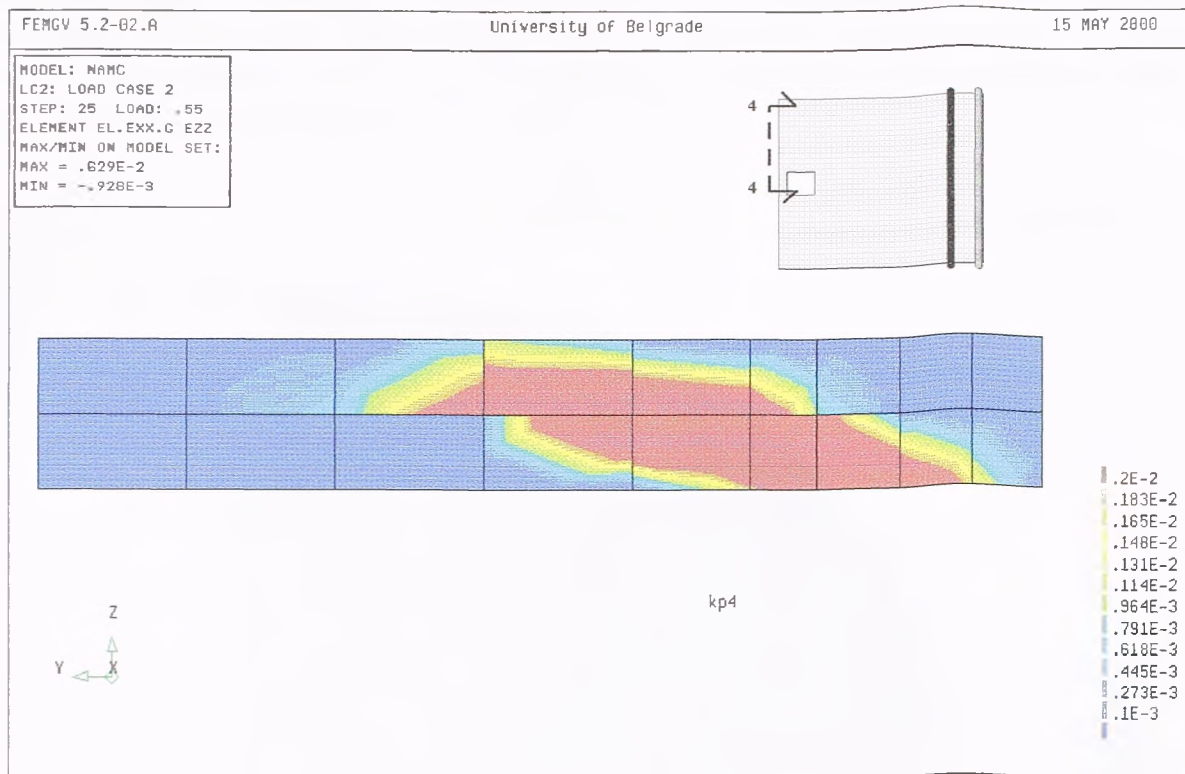
Slika 7.26 Dilatacija ϵ_z u preseku 5-5 u trenutku loma

Kako izgleda razvoj dilatacije ϵ_z na slobodnoj ivici ploče, sa porastom opterećenja, prikazano je na slikama 7.27-7.29.

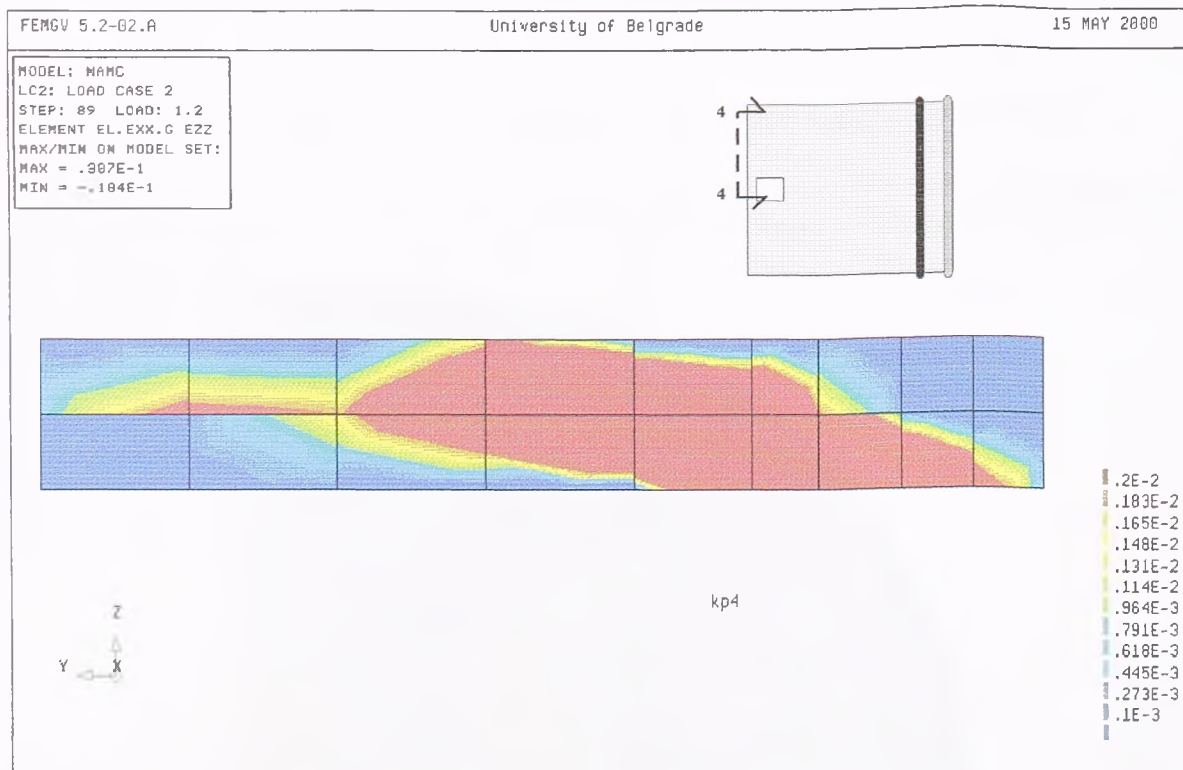


Slika 7.27 Dilatacija ϵ_z na slobodnoj ivici ploče pri opterećenju 0.425 od graničnog

Na slobodnoj ivici ploče kosa prslina počinje da se formira u sredini debljine ploče što pokazuje slika 7.27.



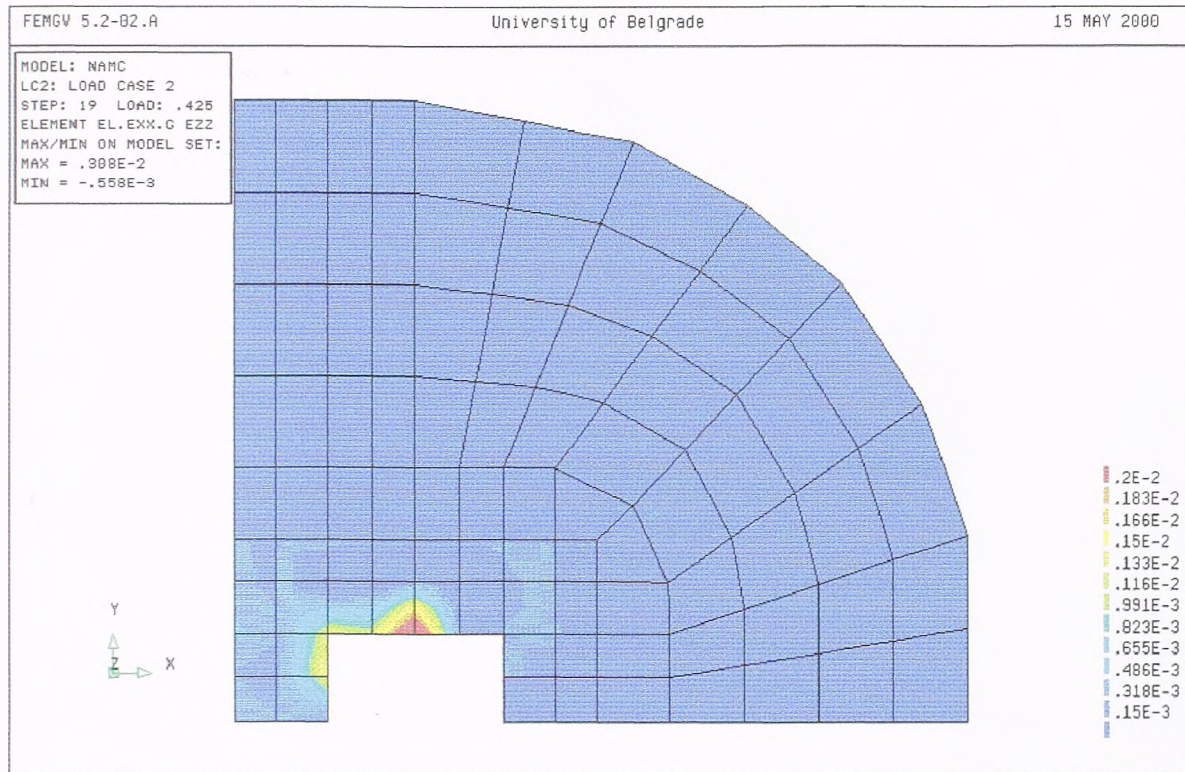
Slika 7.28 Dilatacija ϵ_z na slobodnoj ivici ploče pri opterećenju 0.55 od graničnog



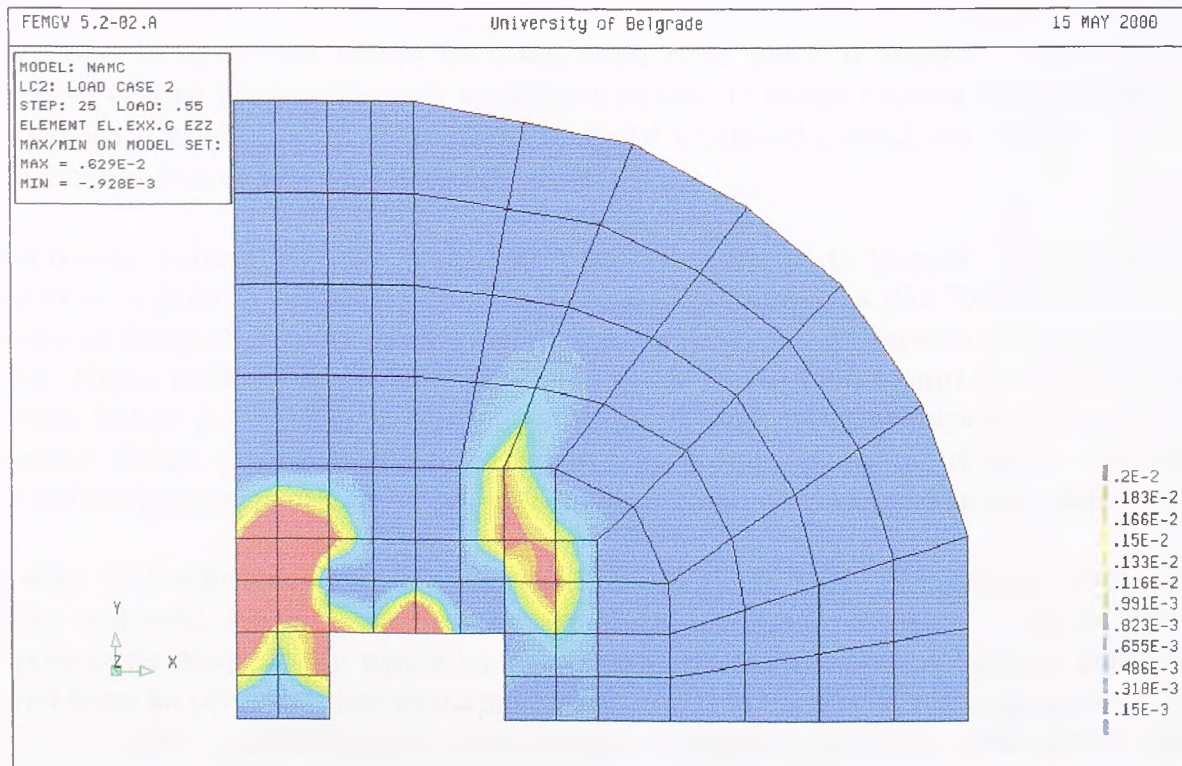
Slika 7.29 Dilatacija ϵ_z na slobodnoj ivici ploče u trenutku loma

Razvoj kose unutrašnje prsline kroz razvoj dilatacije ϵ_z u osnovi ploče prikazan je na slikama 7.30 - 7.33. Ponovo, tamno plava boja predstavlja neisprskalo područje, a crvena područje u kome su $\epsilon_z \geq 2\%$, dakle izražene prsline. Pošto se radi o dilataciji ϵ_z , može se smatrati da su crveno obojena područja u stvari oblasti u kojima dolazi do "razdvajanja"

jednog dela ploče od drugog u vertikalnom pravcu, a u trenutku loma ova područja predstavljaju površ loma. Treba takođe imati u vidu da su velike dilatacije ϵ_z u zoni unošenja koncentrisane sile posledica numeričkog modeliranja, jer u stvarnosti sila ne deluje tačkasto, već preko određene površine.

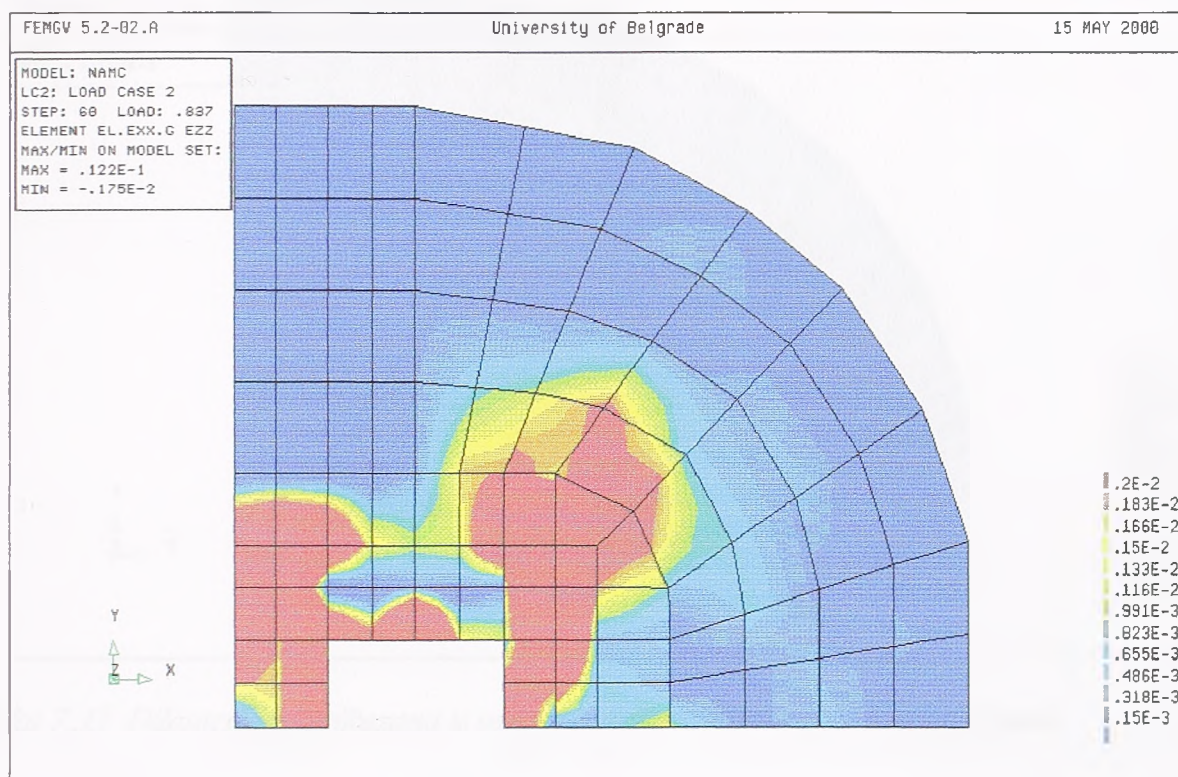


Slika 7.30 Dilatacija ϵ_z prikazana u osnovi ploče, opterećenje 0.425 od graničnog



Slika 7.31 Dilatacija ϵ_z prikazana u osnovi ploče, opterećenje 0.55 od graničnog

Ako se zanemari oblast velikih dilatacija ϵ_z u zoni unošenja koncentrisane sile, onda se sa slika 7.30 i 7.31 može videti da kosa prslina prvo počinje da se formira u spoljašnjem uglu otvora (ka slobodnoj ivici ploče), a zatim u oblasti unutrašnjeg otvora, ali ne u samom uglu, već pomerenom ka unutrašnjosti ploče.

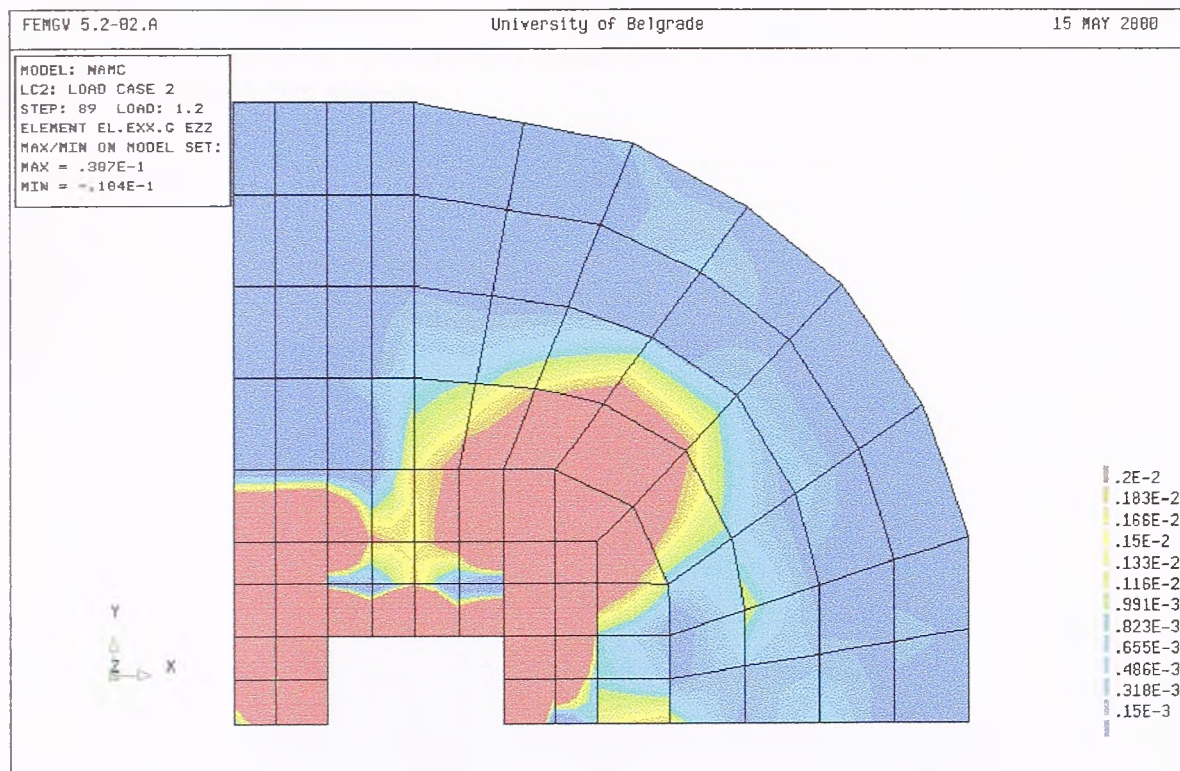


Slika 7.32 Dilatacija ϵ_z prikazana u osnovi ploče, opterećenje 0.837 od graničnog

Pri opterećenju od 0.837 od graničnog opterećenja (slika 7.32) kosa prslina je razvijena skoro oko celog obima otvora za stub, osim zone ploče u kojoj se završava flanša ugaonika čelične kragne. Ta zona se nalazi u troosnom stanju napona (što će kasnije biti prikazano) u kome sva tri napona imaju visoke vrednosti i vertikalni napon σ_z je istog reda veličine kao i naponi u ravni ploče, σ_x i σ_y .

Lom nastaje kada se ova dva područja "spoje", odnosno kada "popusti" i poslednja zona kroz koju se prenosi opterećenje, a površ loma je prikazana na slici 7.33. Na slici 7.34 je prikazana fotografija površi loma (model S3) dobijena u eksperimentu. Kao što se može videti, Diana odlično predviđa površ loma. Ovde treba napomenuti da u numeričkom modelu kakav je napravljen nije moguće dobiti sam trenutak probijanja, jer u tom trenutku dolazi praktično da razdvajanja jednog dela ploče od drugog, pri velikim vertikalnim pomeranjima, što se sa ovakvim numeričkim modelom ne može obuhvatiti.

Sa slike 7.33 odnosno 7.34 se može videti da je površ loma neregularna, nepravilnog oblika u osnovi, što je posledica pre svega oblika kragne u osnovi i njene krutosti. Nepostojanje donje flanše ugaonika na bočnim stranama kragne dovodi do kontrakcije površi loma ka otvoru na tim stranama kragne, i praktično do dve razdvojene površi loma koje se susstiču u sredini bočne strane kragne. Očigledno je da na oblik površi loma (površ loma diktira kosa unutrašnja prslina), a samim tim i na nosivost ploče na probijanje, značajno utiče oblik i krutost čelične kragne.



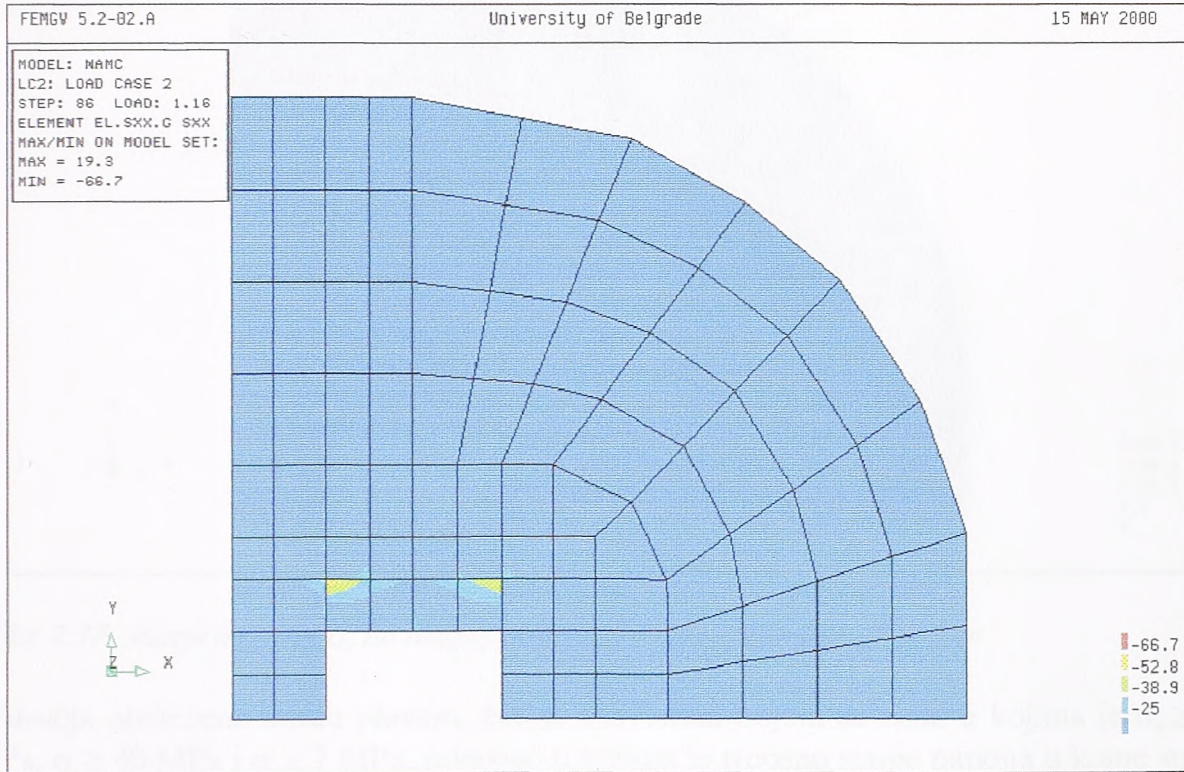
Slika 7.33 Dilatacija ϵ_z prikazana u osnovi u trenutku loma-površ loma, Diana



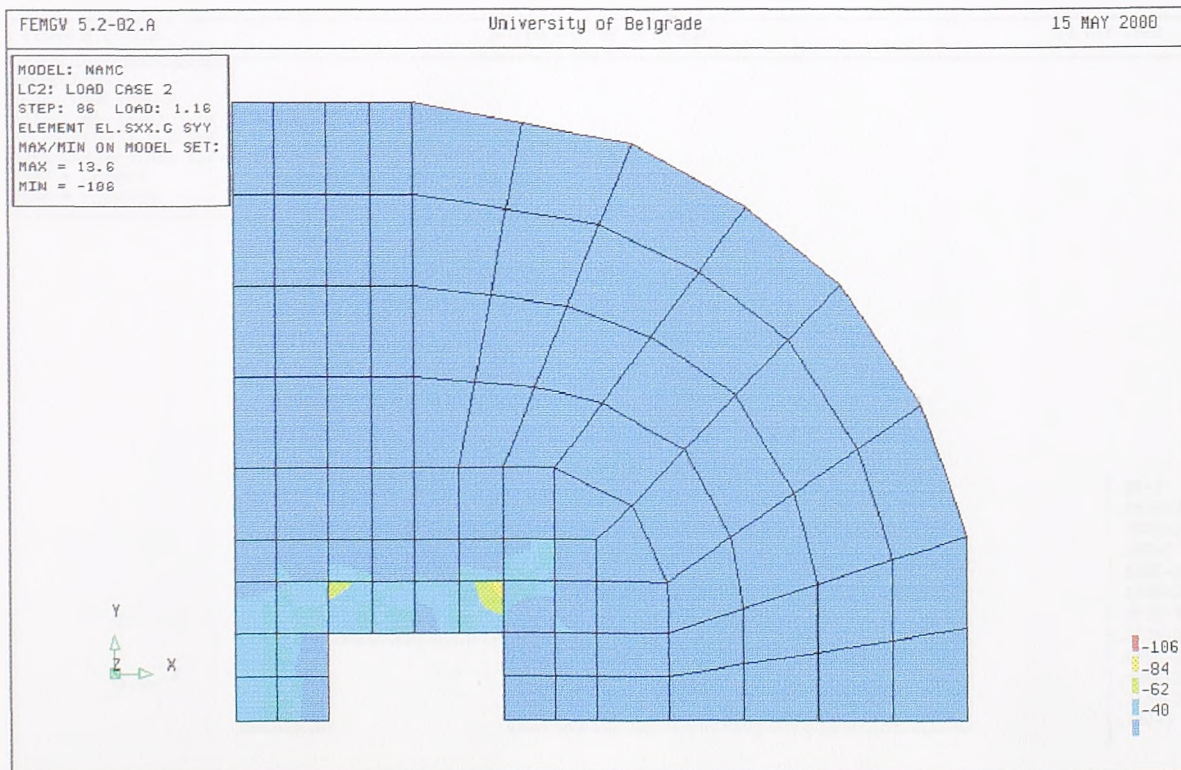
Slika 7.34 Lom modela S3-eksperiment

7.2 Stanje napona i dilatacija pred lom - mehanizam loma

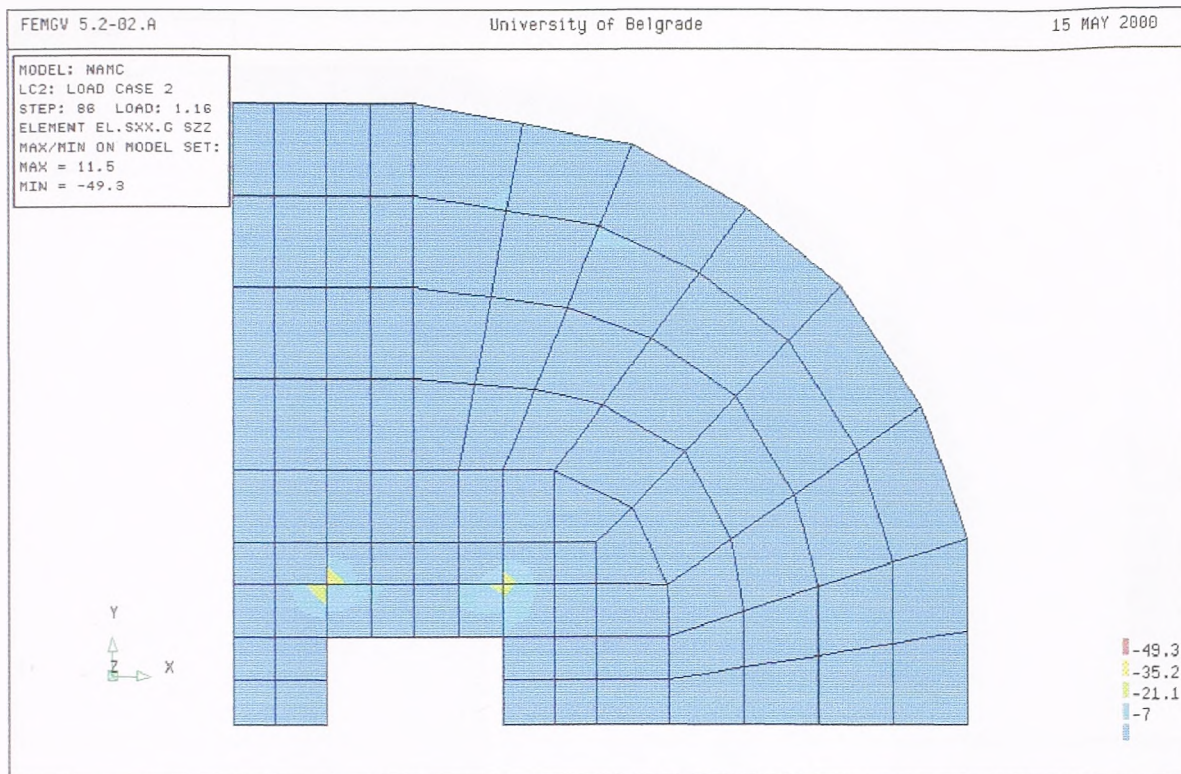
U trenutku neposredno pred lom (86. korak-1.16 od zadatog opterećenja; lom je nastao u 89. koraku-1.2 od zadatog opterećenja) stanje napona i dilatacija na donjoj površini ploče prikazano je na sledećim slikama.



Slika 7.35 Stanje napona σ_x na donjoj površini ploče neposredno pred lom

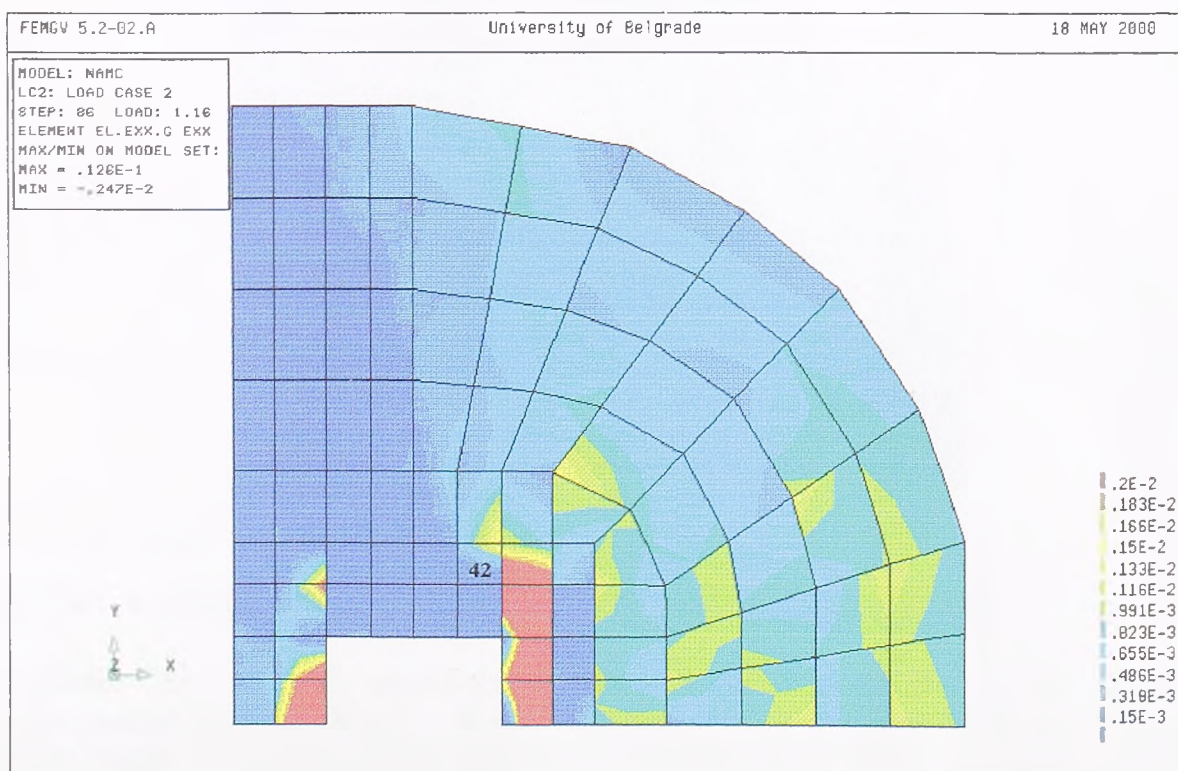


Slika 7.36 Stanje napona σ_y na donjoj površini ploče neposredno pred lom

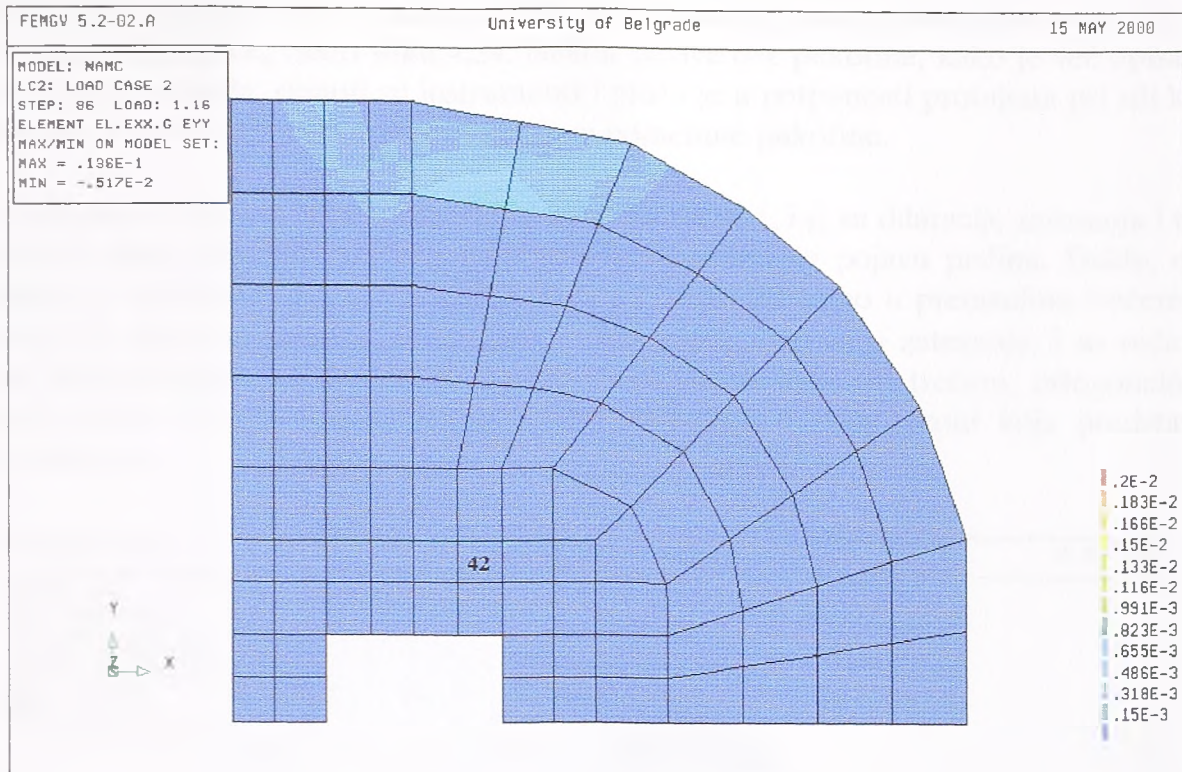


Slika 7.37 Stanje napona σ_z na donjoj površini ploče neposredno pred lom

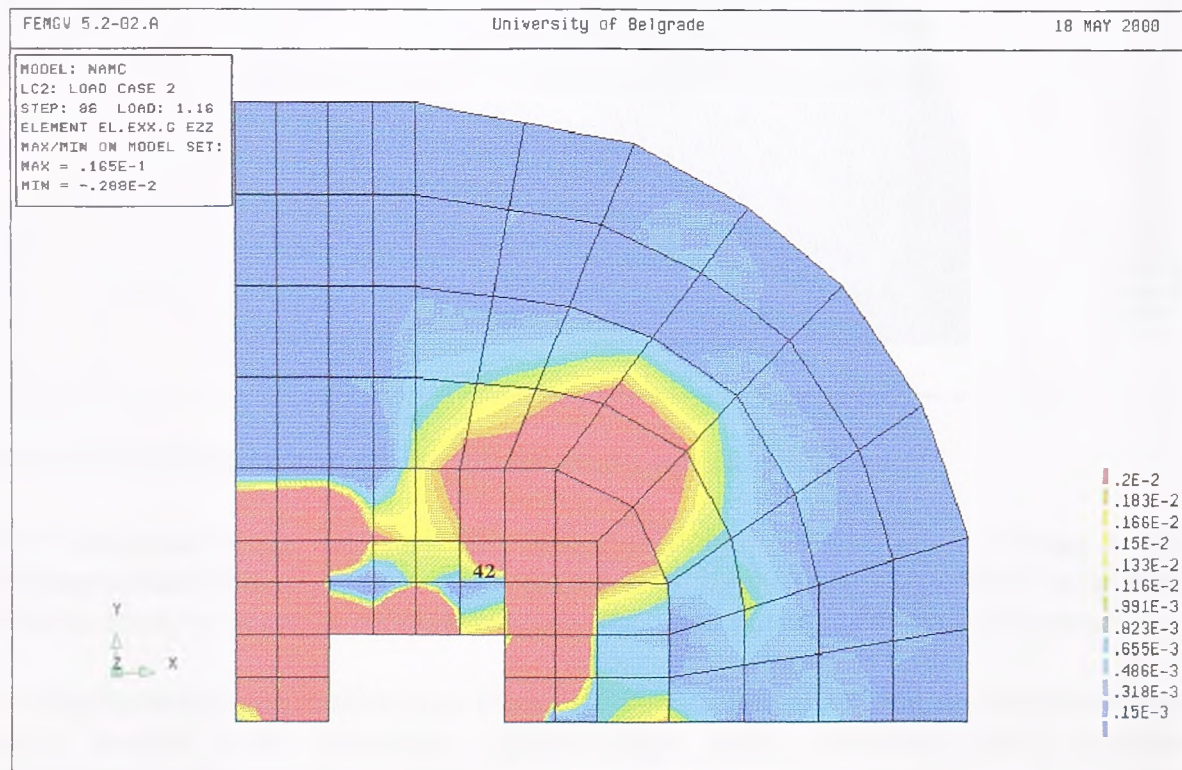
Područja obeležena svetlo plavom, žutom i crvenom bojom su zone u kojima je $\sigma_x \geq 25$ MPa, $\sigma_y \geq 40$ MPa i $\sigma_z \geq 7$ MPa, odnosno u kojima je troosno stanje napona u kome su svi naponi naponi pritiska. Van ovih zona σ_x i σ_y postepeno opadaju, dok je σ_z praktično oko nule. U ovom trenutku stanje komponentalnih dilatacija je prikazano na sledećim slikama.



Slika 7.38 Stanje dilatacija ϵ_x na donjoj površini ploče neposredno pred lom



Slika 7.39 Stanje dilatacija ϵ_y na donjoj površini ploče neposredno pred lom

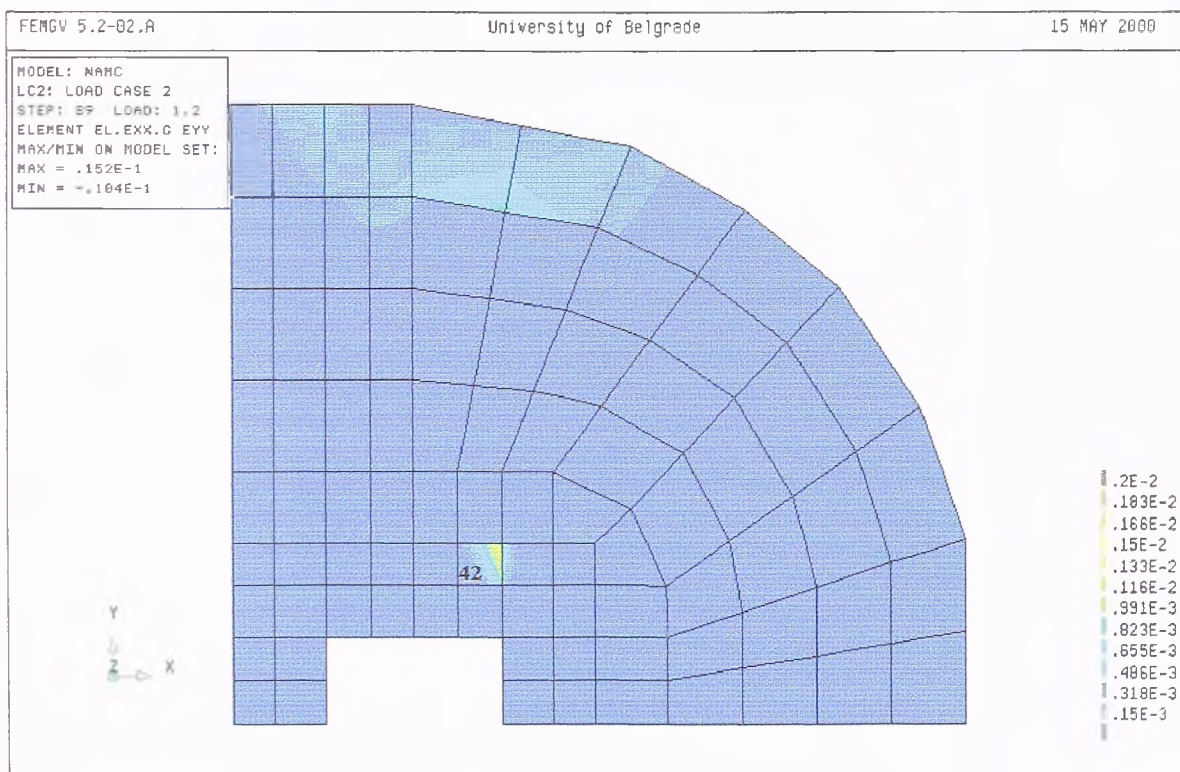


Slika 7.40 Stanje dilatacija ϵ_z na donjoj površini ploče neposredno pred lom

Na slikama 7.38, 7.39 i 7.40 tamno plavom bojom označene su oblasti koje nisu isprskale, a svim ostalim bojama oblasti u kojima je dilatacija veća od one koja izaziva pojavu prslina. Dakle, u tamno plavim oblastima dilatacija može biti i zatezanje, ali joj je vrednost manja od one koja izaziva pojavu prslina.

Sada ćemo posmatrati zonu u kojoj je došlo do primarnog loma, tj. do pojave pukotine na donjoj površini ploče, videti sliku 4.24. Nakon pojave ove pukotine, kako je već opisano, sila na presi je opala, skinuti su instrumenti i ploča je u potpunosti probijena pri sili koja je za oko 5% veća od one koja izaziva pojavu pomenute pukotine.

U 86. koraku, odnosno neposredno pred lom, dilatacije ϵ_x i ϵ_z su dilatacije zatezanja i to u najvećem delu elementa 42 veće od dilatacije koja izaziva pojavu prslina. Dakle, ovaj element je isprskao u dva ortogonalna pravca i "radi" još samo u preostalom trećem, y-pravcu. U sledećem koraku opterećenja i dilatacija ϵ_y prelazi u zatezanje, i to veće od onog koje je potrebno za otvaranje prslina, i nastaje prslina i u trećem, ortogonalnom pravcu, slika 7.41. U tom trenutku nastaje pukotina u donjoj zoni koja predstavlja početak loma.



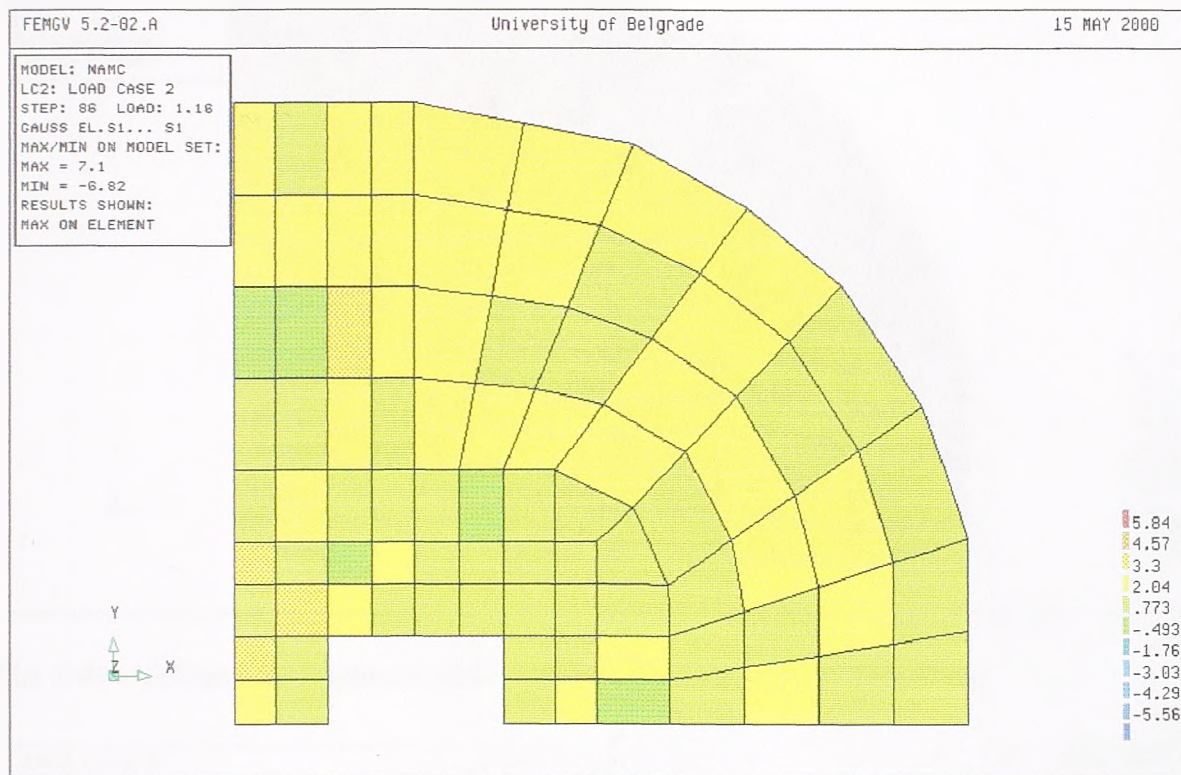
Slika 7.41 Dilatacija ϵ_y u elementu 42 neposredno pred lom

Zona označena na slici 7.41 je jedina oblast na donjoj površini ploče u kojoj su sve tri komponentalne dilatacije veće od vrednosti koja izaziva pojavu prslina i to je upravo mesto na kome se pojavila pukotina neposredno pred potpuni lom u eksperimentu.

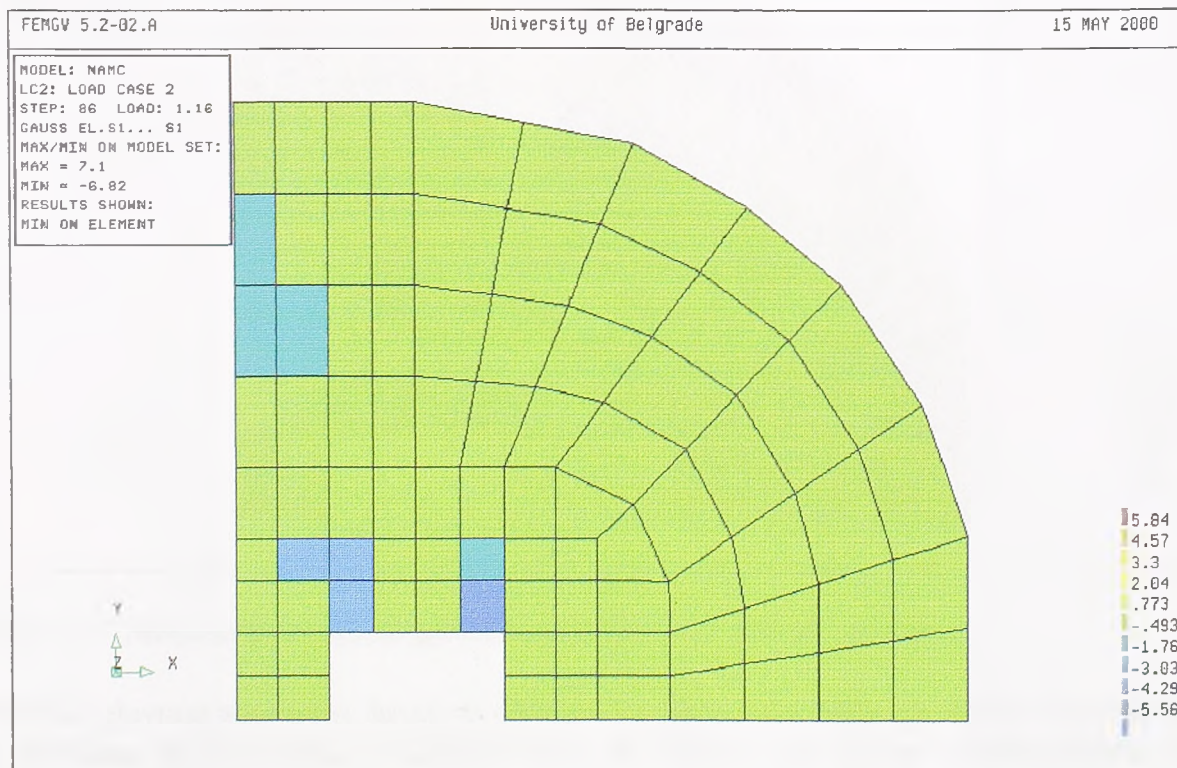
Pre objašnjenja samog mehanizma loma biće prikazani i glavni naponi neposredno pred lom u donjem redu elemenata kritične zone ploče. Međutim, zbog mogućnosti prikazivanja glavnih vrednosti (koje su vezane za Gausove tačke) u Diani, biće prikazane maksimalne i minimalne vrednosti za sva tri glavna napona u svakom elementu, jer treća mogućnost - srednje vrednosti za ceo element, ne daje pravu sliku o stvarnim veličinama glavnih napona.

Tako, na slikama 7.42 i 7.43 prikazane su maksimalne i minimalne vrednosti glavnog napona σ_1 (to je algebarski najveći napon), na slikama 7.44 i 7.45 maksimalne i minimalne

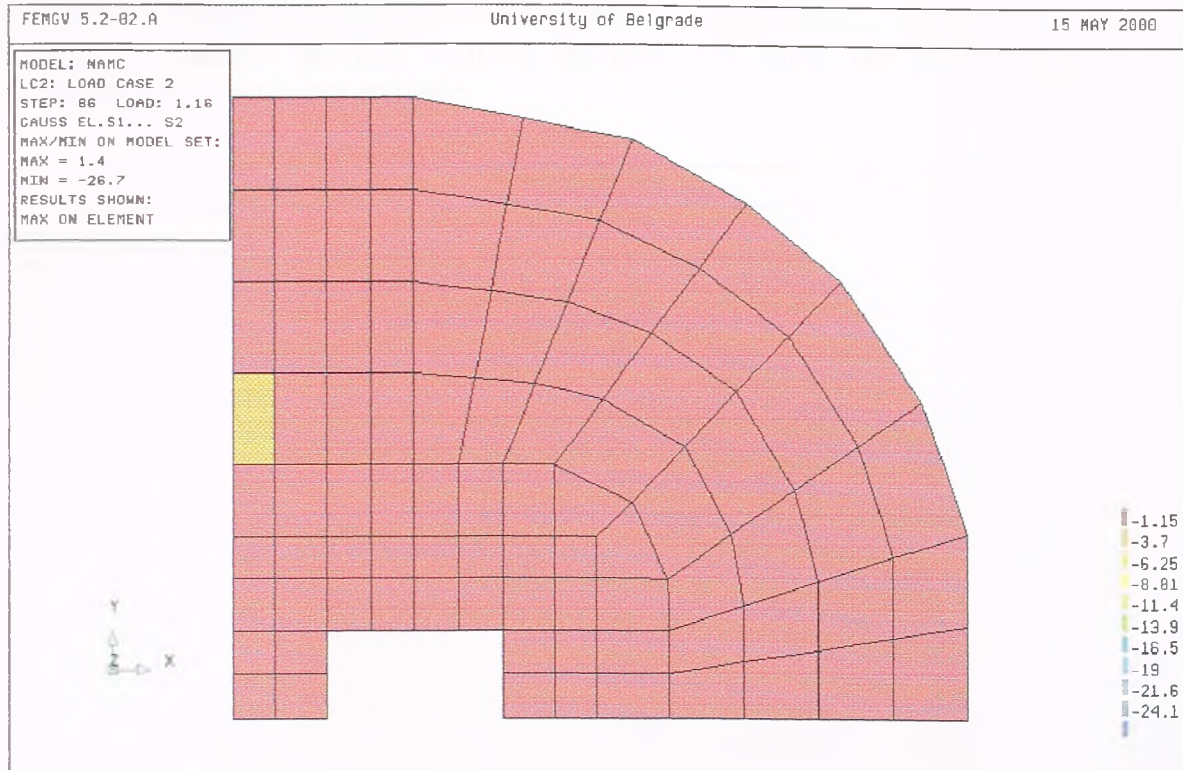
vrednosti glavnog napona σ_2 , a na slikama 7.46 i 7.47 maksimalne i minimalne vrednosti glavnog napona σ_3 (algebarski najmanji napon).



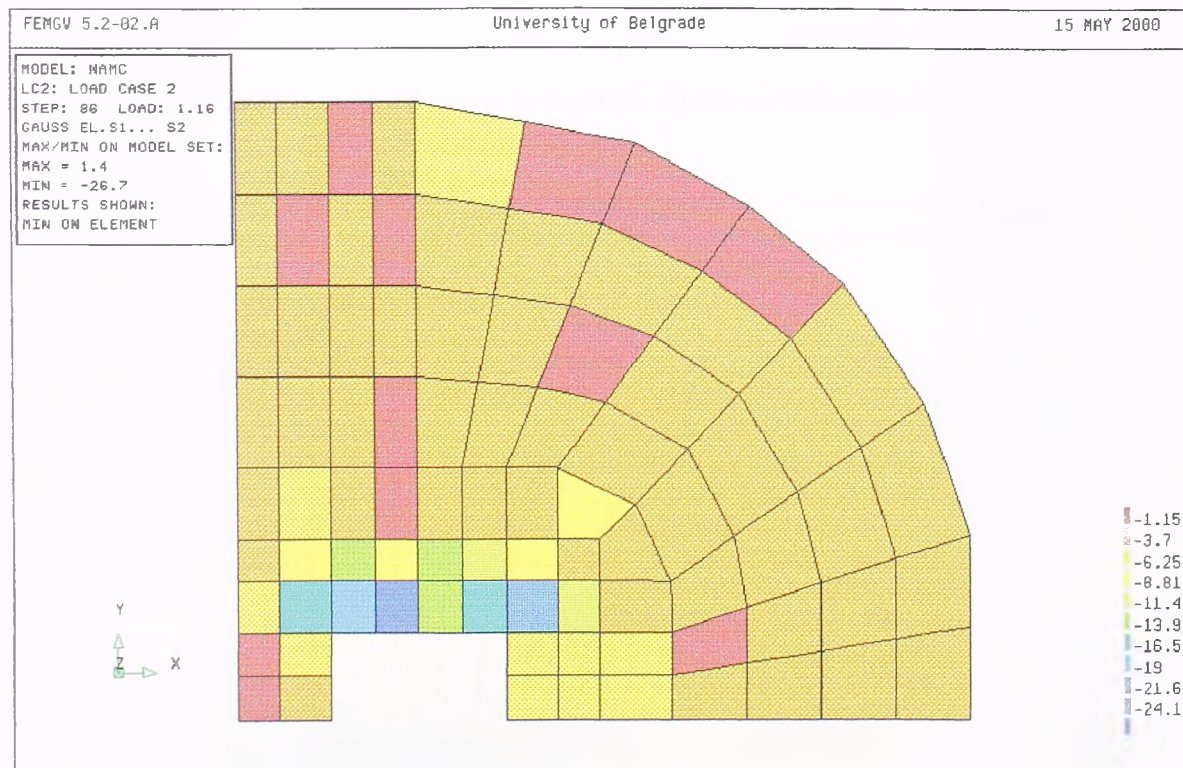
Slika 7.42 Maksimalne vrednosti glavnog napona σ_1 neposredno pred lom



Slika 7.43 Minimalne vrednosti glavnog napona σ_1 neposredno pred lom



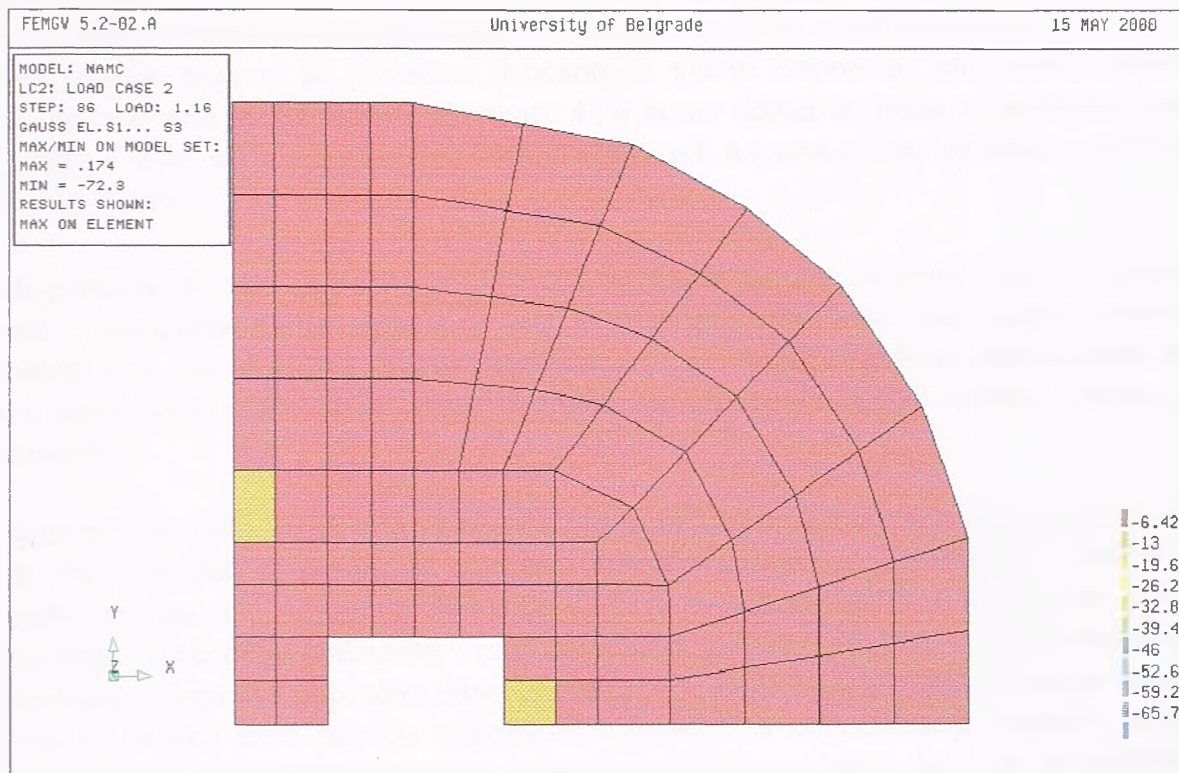
Slika 7.44 Maksimalne vrednosti glavnog napona σ_2 neposredno pred lom



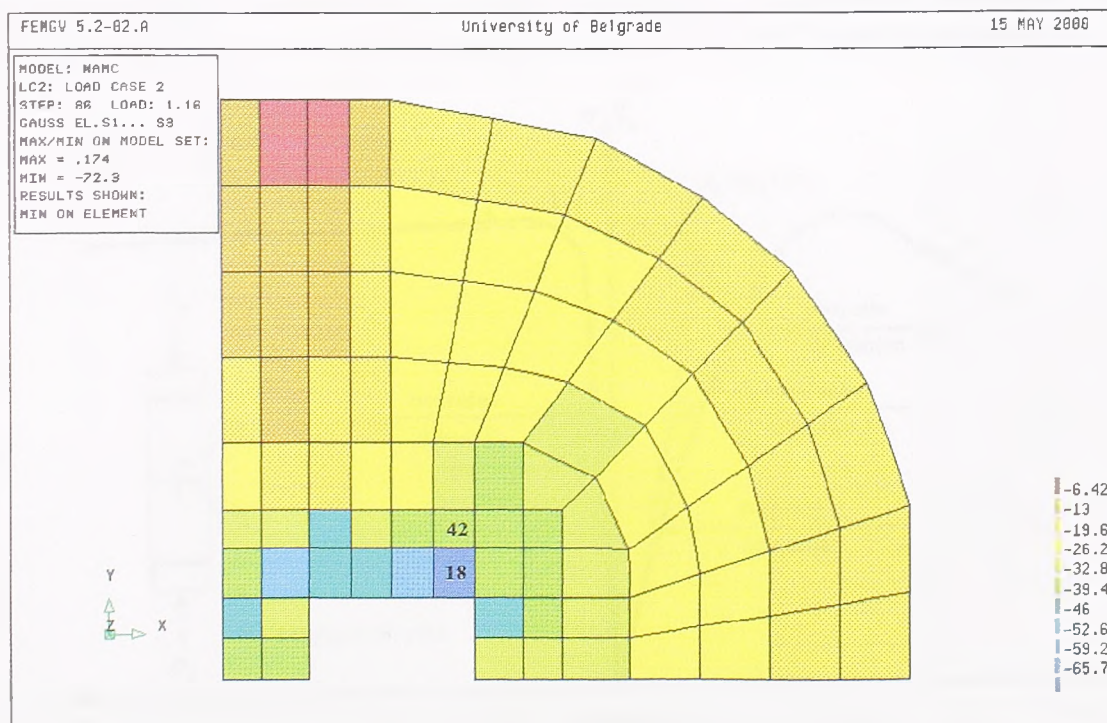
Slika 7.45 Minimalne vrednosti glavnog napona σ_2 neposredno pred lom

Veličina glavnog napona σ_1 kreće se između 7.1 MPa i -6.8 MPa, pri čemu samo elementi u uglovima otvora imaju, u većini Gausovih tačaka, ovaj glavni napon pritiska reda veličine -6 MPa, dok je u ostalim elementima ovaj glavni napon oko nule, tj. ima male pozitivne ili negativne vrednosti. Glavni naponi σ_2 i σ_3 su u svim elementima pritisak, a

maksimalne vrednosti su ponovo u elementima u uglovima otvora. Treba primetiti da su minimalne vrednosti glavnog napona σ_3 oko -70 MPa što je značajno veće od jednoaksijalne čvrstoće pri pritisku.



Slika 7.46 Maksimalne vrednosti glavnog napona σ_3 neposredno pred lom

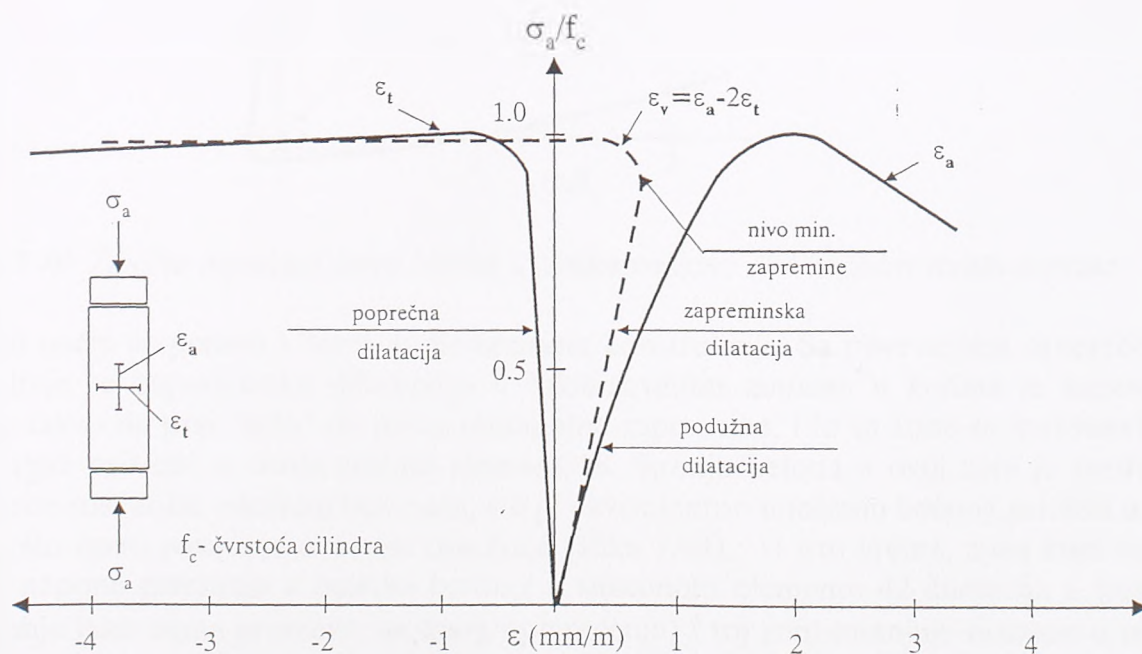


Slika 7.47 Minimalne vrednosti glavnog napona σ_3 neposredno pred lom

Iz svega napred rečenog proizilazi da su elementi u uglovima otvora najnapregnutiji, a među njima element 18 (slika 7.47). U ovom elementu, neposredno pred lom, sva tri komponentalna napona su pritisci i imaju visoke vrednosti, i sva tri glavna napona su takođe pritisci sa minimalnim vrednostima $\sigma_1 = -6.9$ MPa, $\sigma_2 = -25$ MPa i $\sigma_3 = -72$ MPa. U tom trenutku, u susednim elementima, s obzirom na to da vertikalni napon σ_2 vrlo brzo opada, stanje napona je pretežno dvoosno, a glavni napon σ_1 ima male vrednosti, odnosno oko nule je. Recimo, u elementu 42 u kome dolazi do loma, σ_1 se kreće između 1.62 MPa i -1.41 MPa, a minimalne vrednosti glavnih napona σ_2 i σ_3 iznose $\sigma_2 = -6.37$ MPa i $\sigma_3 = -40.3$ MPa.

Ipak, primarni lom ne nastaje u zoni koja je najnapregnutija (element 18) i to pokazuje i Diana i eksperimentalno ispitivanje, već u susednoj zoni koja ima manja naprezanja (element 42). Da bi se ova pojava objasnila, a to je ujedno i suština **mehanizma loma** usled probijanja ploča (i ne samo probijanja), vratićemo se na osobine betona kao materijala.

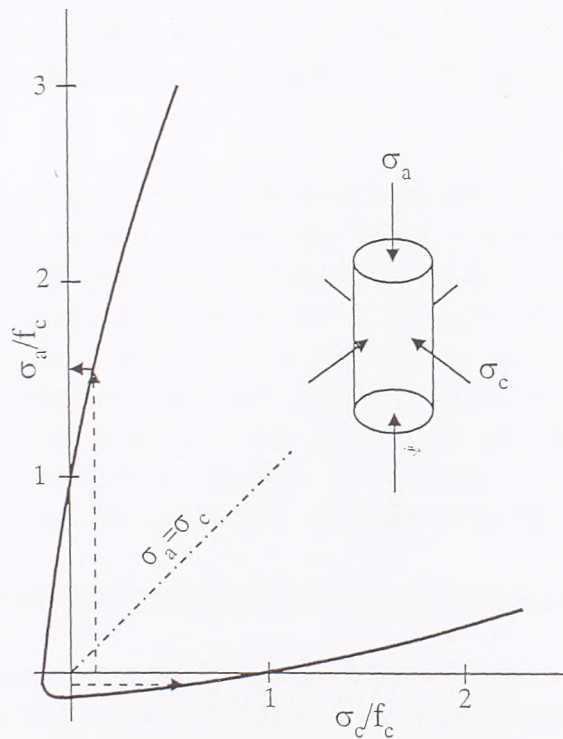
Posmatraćemo cilindrični jednoaksijalno opterećen betonski uzorak silom pritiska, slika 7.48. Na ovoj slici prikazana je zavisnost između napona σ_a i podužne dilatacije ε_a , i između napona σ_a i poprečne dilatacije ε_t , koja se takođe javlja i na koju se najčešće zaboravlja. Takođe je prikazana i zapreminska dilatacija $\varepsilon_v = \varepsilon_a - 2\varepsilon_t$. Do određenog nivoa opterećenja (napona) poprečna dilatacija betona je mala i zapremina uzorka se smanjuje ($\varepsilon_v > 0$). U betonu prvo nastaju mikroprslina (posledica koncentracija napona zatezanja zbog nekompatibilnosti deformacija agregata i cementne paste), koje se, sa povećanjem opterećenja, razvijaju u pravcu glavnog napona pritiska i spajaju se. Dok je ovaj proces prskanja stabilan (kad prestane dejstvo napona, zaustavlja se proces), zapremina uzorka se smanjuje. U trenutku kada ovaj proces postane nestabilan (nastavlja se i nakon prestanka dejstva opterećenja), počinje naglo da raste poprečna dilatacija i zapremina uzorka počinje da raste, kao posledica stvaranja "šupljina", praznih prostora.



Slika 7.48 Tipični $\sigma - \varepsilon$ dijagram dobijen na jednoaksijalno pritisnutom cilindru

Treba primetiti da do pojave naglog povećanja zapremine pritisnutog uzorka dolazi pre dostizanja maksimalnog napona pritiska, odnosno pre loma uzorka. Ova pojava, poznata kao *zapreminska dilatancija*, karakteristična je za ponašanje pritisnutog betona i u uslovima dvoosnog i troosnog stanja napona.

Još jedna važna osobina betona u troosnom stanju napona prikazana je na slici 7.49. Na ovoj slici prikazana je tipična anvelopa loma u troosnom osno simetričnom stanju napona, a može se posmatrati kao zavisnost aksijalnog napona pritiska σ_a od nivoa bočnog pritiska σ_c , odnosno kao uticaj malih, "sekundarnih" napona na nosivost uzorka ili elementa. Naime, mala veličina bočnog pritiska od, recimo, 10% jednoaksijalne čvrstoće betona na pritisak, je dovoljna da poveća nosivost uzorka za 50%. S druge strane, mali bočni napon zatezanja, od recimo 0.5% od jednoaksijalne čvrstoće pri pritisku je dovoljan da u istom iznosu umanjí nosivost uzorka. Drugim rečima, nosivost betona u uslovima troosnog stanja napona značajno zavisi od odnosa komponentalnih napona i na njegovu nosivost utiču i oni sekundarni naponi koji se, najčešće, kao mali, zanemaruju.



Slika 7.49 Tipična anvelopa loma betona u troosnom osno simetričnom stanju napona

Na isti način se ponaša i beton u elementima konstrukcija. Sa povećanjem opterećenja, pojavljuje se zapreminska dilatancija u lokalizovanim zonama u kojima je naponsko stanje takvo da prvi "stižu" do nivoa minimalne zapremine, i to su zone sa maksimalnim naponima pritiska, u ovom slučaju element 18. Širenje betona u ovoj zoni je međutim sprečeno susednim, okolnim betonom, što je ekvivalentno unošenju bočnog pritiska u ovu zonu, što opet, povećava nosivost ove zone (slika 7.49). U isto vreme, zona koja se širi unosi napone zatezanja u susedni beton (u susednom elementu 42 dilatacija ϵ_y postaje zatezanje iako nema promene spoljnog opterećenja) i toj zoni smanjuje nosivost-u ovom slučaju element 42. Tako da do loma uvek prvo dolazi u zonama koje okružuju najnapregnutiju lokalizovanu oblast u kojoj su svi naponi-naponi pritiska, pošto se u susednim zonama menja naponsko stanje u nepovoljnom smislu po nosivost, čak nekad iz pritiska u zatezanje.

Prema tome, zahvaljujući interakciji između elemenata betona u konstrukcijama, primarni lom se ne javlja u zonama u kojima su najveći naponi pritiska u betonu. Umesto toga, lom se najčešće javlja u okolnim zonama, u kojima naponi pritiska mogu biti znatno manji, zahvaljujući sekundarnim naponima zatezanja koji se razvijaju na već opisan način. Ovakav mehanizam loma ukazuje na to da se beton uvek lomi usled zatezanja, i to pre nego što je prekoračena granična nosivost pri pritisku u troosnom stanju napona bilo gde u konstrukciji. To dalje znači da je lom betona u kritičnim pritisnutim zonama uvek lom cepanjem ("splitting"), a ne drobljenjem ("crushing"), što je u suprotnosti sa danas opšte prihvaćenim stavovima na kojima se zasniva analiza i projektovanje armiranobetonskih konstrukcija /46/. Drobljenje betona ("crushing"), koje se smatra uzrokom loma pritisnutog betona, je fenomen koji nastaje u lokalizovanim najnapregnutijim zonama i to nakon loma susednih zona koje više ne sprečavaju bočno širenje ovih zona.

Upravo ovakvo ponašanje betona je registrovano pri eksperimentalnom ispitivanju. Primarni lom nastaje u elementu 42 (dakle u elementu koji nema najveće napone pritiska i u kome je jedan glavni napon napon zatezanja) i to cepanjem betona (slika 4.24). Tek nakon toga, pri opterećenju oko 5% većem dolazi do drobljenja najnapregnutijih pritisnutih zona (18 i susedni) uz ivicu kragne i potpunog gubitka pritisnute zone betona, a time i loma ploče.

Međutim, iako lom nastaje u zonama koje nemaju najveće napone pritiska, stanje napona u ovim zonama koje dovodi do njihovog loma (nosivost betona u troosnom stanju, najčešće pri kombinaciji jedan glavni napon zatezanje, a druga dva pritisak) je inicirano stanjem napona u najnapregnutijim zonama, odnosno trenutkom kada ove zone počinju da povećavaju zapreminu i unose napone zatezanja u okolne zone. Pošto stanja napona u zonama u kojima dolazi do loma nisu posledica samo opterećenja, već i zapreminskih promena betona, to ih je praktično nemoguće sračunati. Zato se definisanje uslova loma u eventualnom mehaničkom modelu ipak mora vezivati za stanja napona u najnapregnutijim zonama koje se nalaze u troosnom stanju napona pritisaka.

7.3 Modeliranje mehanizma loma ploča usled probijanja

U poglavlju 2 prikazano je nekoliko najpoznatijih mehaničkih modela loma ploča usled probijanja koji se odnose na vezu između unutrašnjeg stuba i ploče, i kojima se u stvari modelira ponašanje tipičnog uzorka za ispitivanje: kružne ploče slobodno oslonjene po ivici i u sredini opterećene koncentrisanom silom. Među njima, prvi i svakako najpoznatiji - Kinnunen-Nylander-ov model, zatim predlog Shehata-Regan, model Broms-a.

Svi ovi modeli se odnose samo na simetričan slučaj geometrije i opterećenja, i zasnivaju se na sledećim pretpostavkama: ploča je u trenutku loma radijalnim prslinama podeljena na segmente koji rotiraju kao kruta tela sa centrom rotacije u korenu kose prsline, a opterećenje se prenosi preko pritisnute konusne ljuske na licu stuba. Lom nastaje ili usled visokog radijalnog pritiska u konusnoj ljusci (za graničnu vrednost ovog napona autori predlažu vrednost veću od jednoaksijalne čvrstoće betona pri pritisku, zbog dvoosnog stanja napona) ili usled visoke tangencijalne dilatacije na određenoj udaljenosti od ivice stuba.

Pretpostavka o rotaciji radijalnih segmenata kao krutih tela u trenutku loma zasniva se na ponašanju već pomenutih uzoraka ploča za ispitivanje. Kod tipičnih modela za ispitivanje

zaista je primećeno da je deformaciona linija pritisnute površine linearna, da su radijalne prsline izražene, a od tangencijalnih samo jedna-ona oko stuba, da radijalne dilatacije dostižu visoke lokalne koncentracije na ivici stuba, a zatim naglo opadaju (što ukazuje na pojavu plastičnog zgloba) i navodi na ideju o rotaciji radijalnih segmenata kao krutih tela.

Međutim, radijalni segmenti ograničeni radijalnim prslinama i kosom prslinom će rotirati kao kruta tela samo ako je došlo do izraženog tečenja armature na mestu kose prsline, i to samo u ovakvom modelu, jer će u stvarnoj ploči-prototipu rotacija biti značajno sprečena okolnim betonom. Dalje, značajan deo rotacije se odvija takođe i na mestu tangencijalne prsline koja se nalazi odmah uz stub. I konačno, ovakvim modelom može se opisati samo sekundarni lom usled probijanja koji nastaje nakon pojave tečenja armature i koji nije tako opasan. Primarni lom usled probijanja (visoki koeficijent armiranja armaturom za savijanje) koji nastaje pre tečenja armature i koji je najopasniji (model S3), na ovaj način se ne može modelirati.

Što se tiče kriterijuma loma, predlozi pomenutih autora se značajno razlikuju. Tako recimo, kod Kinnunen i Nylander-a, kritični napon u radijalnom pravcu kreće se do $3f_c$, a kod Broms-a svega $1.1f_c$ (f_c -jednoaksijalna čvrstoća pri pritisku). Isto važi i za kritične dilatacije u tangencijalnom pravcu (kod Shehate i Regana-a 3.5%, a kod Broms-a 0.8% pomnoženo sa faktorom "size" efekta, pa kritična dilatacija zavisi od visine pritisnute zone betona). Razlike su očigledno velike, a pristup definisanju kriterijuma loma nije dobar.

Eksperimentalna ispitivanja u kojima su merene dilatacije betona (među njima i ovo ispitivanje) su pokazala da dilatacije u betonu u trenutku loma usled probijanja ne dostižu opšte prihvaćenu vrednost od 3.5%, osim radijalnih dilatacija na samoj ivici stuba. Najčešće, tangencijalne dilatacije ne prelaze vrednost od 1.5% - 2%.

Iako sam lom nastaje u zonama koje se nalaze pretežno u dvoosnom stanju napona, on je iniciran stanjem napona u zonama koje imaju izraženo troosno stanje napona, i to najčešće u uglovima stubova. Pošto nosivost betona u ovakvim uslovima zavisi od sva tri napona i, naročito, od njihovih odnosa, kriterijum loma može se definisati samo za troosno stanje napona, a nikako propisivanjem kritične vrednosti samo za napon u jednom pravcu, ili kritične dilatacije u tangencijalnom pravcu, jer ta kritična vrednost zavisi od vrednosti istovremene radijalne i vertikalne dilatacije, i biće drugačija od slučaja do slučaja.

Prema tome, predloženi mehanički modeli, čak i u simetričnom slučaju opterećenja i geometrije, ne mogu se smatrati pouzdanim, odnosno, mogu se primeniti samo na ponašanje tipičnih modela za ispitivanje kod kojih lomu prethodi tečenje armature, i to sa velikom rezervom kada je u pitanju kriterijum loma.

Što se tiče veze ugaonog stuba i ploče, gde nema simetrije ni geometrije ni opterećenja, do sada nije bilo pokušaja da se napravi mehanički model. Predlozi Regan-a i Pollet-a koji su navedeni u poglavlju 2, nisu mehanički modeli u smislu da se pomoću njih može sračunati stanje napona i dilatacija u ploči. Oni se u suštini zasnivaju na metodi kritičnog preseka, samo se ne određuje povećanje napona smicanja u kritičnom preseku od dela momenta savijanja i torzije, već se mogući lom razdvaja na dve vrste: lom od smicanja i lom od kombinacije savijanja i torzije. Naravno, ovde će se postaviti pitanje šta je nosivost

ploče na smicanje i kakve to ima veze sa stvarnim mehanizom loma, odnosno ovi predlozi predstavljaju samo modifikaciju metode kritičnog preseka.

Sam mehanizam loma u slučaju veze ivičnog stuba i liftovane prethodno napregnute ploče je objašnjen u prethodnoj glavi. Međutim, modeliranje ovakvog mehanizma loma je izuzetno komplikovano, jer se naponsko-deformacijska stanja duž obima stuba menjaju i položaj najnapregnutijih zona zavisi između ostalog, i od oblika i krutosti kragne. Ipak, modeliranje nije nemoguće, ali je potrebno znatno više eksperimentalnih podataka da bi se sa sigurnošću mogao napraviti mehanički model.

Ono što je sigurno, međutim, je da lom nastaje u uslovima troosnog stanja napona i da se, prema tome, kriterijum loma mora definisati za troosno stanje napona. Pri tome, pod lomom betona bi trebalo podrazumevati stanje kada počne proces formiranja nestabilnih prslina, odnosno stanje "minimalne" zapremine, nakon čega počinje povećavanje zapremine i odmah nakon toga, lom. Sa tako definisanim anvelopama loma betona u troosnom stanju napona, ili, makar, sa nekim od danas postojećih uslova loma, i sa dovoljnim eksperimentalnim podacima da se, sa sigurnošću, utvrdi uticaj svih faktora, moguće je napraviti pouzdan mehanički model. Takav model bio bi verovatno, veoma komplikovan, posebno za primenu u svakodnevnoj inženjerskoj praksi, ali bi bio pouzdan.

8 ZAKLJUČAK

Da bi se dobilo više informacija o ponašanju u toku eksploatacije, i naročito, o graničnoj nosivosti veze između ivičnog stuba i montažne "liftovane" prethodno napregnute ploče kablovima bez spoja sa betonom, izvršeno je eksperimentalno ispitivanje i sprovedena nelinearna numerička analiza modela koji predstavljaju izdvojeni deo ploče oko stuba sa odgovarajućim konturnim uslovima.

• eksperiment

Eksperimentalno ispitivanje je izvršeno na tri modela (S1, S2 i S3). Osnovna promenljiva bila je veličina i oblik čelične "kragne". Ostale karakteristike modela bile su približno iste (debljina ploče, kvalitet materijala, raspored i trasa kablova, nivo prethodnog naprezanja), osim količine prethodno nezategnute rebraste armature. Model S1 je imao minimalnu količinu ove armature (prema ACI 318-89), dok su modeli S2 i S3 imali znatno veću (ali istu) količinu prethodno nezategnute armature, da bi se obezbedio primarni lom usled probijanja. Modeli su izrađeni u prirodnoj veličini, sa pažljivo odabranim konturnim uslovima, tako da naponsko-deformacijska stanja u modelu odgovaraju naponsko-deformacijskim stanjima u višepanelnoj ploči-prototipu.

U modelu S1 je došlo do lokalnog loma iznad zatege pre nego što je bila iscrpljena nosivost modela bilo na savijanje bilo na probijanje, i nije bilo moguće nastaviti ispitivanje. U trenutku loma, ovaj model je imao velike ugibe, izraženo tečenje armature u gornjoj zoni u okolini otvora za stub i malobrojne prsline velike širine (i do 2 mm). Verovatno je da bi, proces tečenja doveo do ekstremno velikih ugiba i prsline pre nego što bi se desio lom usled probijanja, a čak kad bi se on i desio, to bi bio sekundarni lom usled probijanja, nakon što je ploča već izgubila funkciju usled "loma" od savijanja. Model S1 je imao "kragnu" najvećih dimenzija u osnovi i najmanju količinu prethodno nezategnute armature.

Modeli S2 i S3 su se razlikovali samo po veličini "kragne", dok su im svi ostali parametri bili približno isti. Pri tome, količina prethodno nezategnute armature bila je znatno veća nego u modelu S1. Model S2 je imao "kragnu" većih dimenzija u osnovi i duktilniji lom od modela S3. Naime, pre nego što je došlo do loma usled probijanja, model je imao izražene ugibe i prsline, i veći deo armature u okolini stuba u gornjoj zoni je zašao u oblast tečenja. Ovakav lom bi se mogao nazvati sekundarnim lomom usled probijanja. Model S3 je imao najmanju "kragnu" i, pri svim ostalim istim parametrima, najmanju nosivost na probijanje. Kod ovog modela lom je bio iznenađan, bez ikakve prethodne najave, pri malim veličinama ugiba i prsline male širine, i gotovo potpuno bez tečenja armature, pa bi se ova vrsta loma mogla nazvati primarnim lomom usled probijanja.

Za sve modele je karakteristično da prve prsline od savijanja nastaju tek na nivou opterećenja koji odgovara eksploatacionoj sili u stubu, što je posledica prethodnog naprezanja. To znači da su ovakve ploče u eksploataciji, praktično, bez prsline. Takođe, u gornjoj zoni, u oblasti od otvora za stub ka unutrašnjosti ploče, prsline su pretežno u radijalnom pravcu, a u oblasti od otvora ka slobodnoj ivici ploče, prsline su upravne na slobodnu ivicu. Tangencijalne prsline su izražene samo uz sam otvor za stub. Prsline u polju nastaju znatno kasnije, pri opterećenju bliskom lomu.

Lom usled probijanja, bez obzira da li je primarni ili sekundarni, praćen je oslobađanjem velike količine energije, eksplozivan je, i u modelu S2 i u modelu S3 nastaje "cepanjem" pritisnutog betona na donjoj površini ploče uz otvor za stub.

Površ loma, koja se uobičajeno naziva konus probijanja, formira kosa unutrašnja prslina pod uglom od oko 20° , koja kreće od mesta završetka "kragne" na donjoj površini ploče. Ova prslina, praćena na slobodnoj ivici ploče, se formira na nivou od oko 50% od graničnog opterećenja. S obzirom na mali ugao, površina konusa probijanja je velika na gornjoj strani ploče i proboj je praćen otpadanjem zaštitnog sloja betona takođe na velikoj površini na gornjoj strani ploče. Pošto u trenutku loma praktično dolazi do razdvajanja jednog dela ploče od drugog, primetno je i značajno smicanje podužne armature koja prolazi kroz površ loma.

Za razliku od klasičnog slučaja krute veze između stuba, ivičnog ili srednjeg, i ploče, gde su i tangencijalne i radijalne dilatacije betona dilatacije pritiska, ovde to nije slučaj. Naime, na donjoj površini ploče u zoni uz otvor za stub, radijalne dilatacije betona su pretežno dilatacije zatezanja, a tangencijalne su pritisci. Pri tome, maksimalne merene dilatacije pritiska u betonu, ni u jednom od modela, ne prekoračuju vrednost od 2 ‰. Ovde treba imati u vidu veličinu baze deformetra i to da verovatno postoje špicevi u uglovima otvora sa većim dilatacijama, ali su to veoma male zone.

Merenja dilatacija u armaturi su pokazala, kao što je već rečeno, da u modelu S2 lomu prethodi izraženo tečenje armature, dok se lom u modelu S3 dešava pre nego armatura počne da teče, što je vidljivo i iz merenih ugiba i slike prslina. Takođe, postavljanje mernih mesta na celoj dužini jedne šipke omogućava i praćenje mesta na kojima se pojavljuje prslina u modelu. Merenja dilatacija u čeliku "kragne", u svim modelima, pokazala su da "kragna" u najopterećenijim presecima (y-pravac, uglovi) takođe počinje da teče neposredno pred lom modela.

Prirast napona u kablovima koji nemaju prijanjanje sa betonom u trenutku loma je veličina koja se prati u svim eksperimentima na prethodno napregnutim pločama. Pošto on zavisi od deformacije ploče u trenutku loma koju je vrlo teško tačno sračunati, propisi se zasnivaju na empirijskim podacima, tj. merenim podacima iz eksperimenata. Zaključak ovog eksperimenta, a do ovakvih zaključaka su došli i drugi autori, je da je prirast napona u kablovima u lomu znatno manji od onoga što preporučuju propisi. Zato bi trebalo voditi računa o tome da se, naročito u pločama u kojima postoji opasnost od primarnog loma usled probijanja (visoki procenat armiranja), ne može računati sa povećanjem napona u kablovima kakvo daju propisi pri proveru graničnog stanja nosivosti. Praktično, najveći napon u kablovima je u trenutku utezanja.

• nelinearna numerička analiza

Nelinearna numerička analiza sprovedena je samo za model koji je imao primarni lom usled probijanja - model S3. Ova analiza sprovedena je korišćenjem programskog paketa DIANA. Beton je opisan kao elasto-plastičan materijal sa Mohr-Coulomb-ovim uslovom tečenja i zakonom ojačanja izraženim preko dilatacija ("strain hardening"). Kao materijalni model za čelik armature i "kragne" usvojen je takođe elasto-plastičan model sa Von-Mises-ovim uslovom tečenja i zakonom ojačanja izraženim preko dilatacija. Uticaj kablova modeliran je samo kroz ekvivalentno opterećenje, dakle oni nisu element

numeričkog modela. Korišćen je koncept "razmazanih" prslina i dva različita modela za opisivanje ponašanja betona pri zatezanju: "krto" ponašanje, koje podrazumeva linearnu vezu između napona i dilatacija do dostizanja čvrstoće pri zatezanju a zatim pad napona na nulu i, "linearno omekšanje", koje podrazumeva takođe linearnu vezu do dostizanja čvrstoće pri zatezanju, a zatim postepen pad napona kao linearna funkcija dilatacije u prslini, pri čemu pri zadatoj graničnoj dilataciji napon pada na nulu. Zaostala nosivost na smicanje u prslini modelirana je kroz konstantnu vrednost faktora $\beta=0.05$.

Mreža konačnih elemenata u betonu napravljena je tako što su po visini ploče usvojena dva reda (sloja) konačnih elemenata. U kritičnoj zoni za probijanje mreža je progušćena, tako da su u ovoj zoni elementi, u proseku, veličine 10cm x 10cm x 9cm. U preostalom delu modela, elementi su veći u osnovi, sa najvećom dimenzijom do 25cm. Takođe, u elementima u kritičnoj zoni za probijanje, usvojena je šema Gausove integracije 2x2x3 (3 tačke po visini elementa), a u preostalom delu 2x2x2. Za numeričko rešavanje korišćen je modifikovani Newton-Raphson-ov inkrementalno-iterativni metod (50 iteracija po koraku) sa korakom od 0.025 od graničnog opterećenja, a pri višim nivoima opterećenja, korak je smanjivan (čak i do 0.001) i primenjena je metoda linearne krutosti da bi se dobilo konvergentno stanje.

Na ovako usvojenom numeričkom modelu eksperimentalnog uzorka S3 dobijeni su rezultati koji se sa merenim podacima slažu na sasvim zadovoljavajući način. Od tri različita numerička modela (različita samo po modeliranju ponašanja betona pri zatezanju), najbolji rezultati su dobijeni sa modelom u kome je usvojeno "krto" ponašanje betona pri zatezanju u celoj ploči (model MC0). U ovom modelu dobijeno je sledeće: odstupanje od merene sile loma svega 4%, dobro "pogođeno" mesto i oblik površi loma, dobro slaganje sa merenim dijagramom sila-pomeranje (krutost), prosečno odstupanje od merenih dilatacija u betonu oko 15% i prosečno odstupanje od merenih dilatacija u armaturi oko 7%. Treba istaći da su zadovoljavajući rezultati dobijeni i u druga dva numerička modela, osim u modelu MC1 (dijagram σ - ϵ za beton pri zatezanju sa linearnim omekšanjem u celoj ploči) gde su dobijene znatno niže dilatacije u armaturi od merenih. Iz ovoga se može zaključiti da, bar pri numeričkom modeliranju probijanja ploča, treba koristiti modele koji opisuju ponašanje betona pri zatezanju kao krto, bez ikakvih "tension softening" relacija u betonu.

• propisi

Iako se prethodno napregnute "liftovane" ploče koriste u mnogim zemljama u praksi već dugi niz godina, u propisima razvijenih zemalja kao i u Evrokodu 2 i Modelu propisa CEB-FIP, ne postoje posebne odredbe koje bi regulisale proračun granične nosivosti na probijanje "liftovanih" ploča, tj. ploča koje u zoni probijanja imaju čeličnu "kragnu" kakvu imaju "liftovane" ploče.

Ovi eksperimenti (modeli S2 i S3) su pokazali da je površ loma pomerena od stuba za veličinu nožice kragne, pa se ona praktično može smatrati proširenjem stuba. To znači da pri primeni metode kritičnog preseka, na kojoj se zasnivaju svi propisi, kritični presek treba usvajati na odgovarajućoj udaljenosti (koja zavisi od propisa) od ivice kragne. U suprotnom, ako bi se kritični presek usvajao na propisanoj udaljenosti od ivice stuba, to bi značilo da se pretpostavlja da će površ loma "proći" kroz nožicu kragne, što je malo verovatno kod kragni koje se uobičajeno koriste u "liftovanim" pločama.

Ako se na ovaj način reši problem položaja kritičnog preseka, dolazi se do problema "velikih" oslonaca. Naime, većina propisa sadrži odredbu o ograničenju granične nosivosti na probijanje kod velikih i izduženih oslonaca. Ukoliko se usvoji da je kragna dovoljno kruta da predstavlja proširenje stuba, tj. pod dimenzijama stuba se podrazumevaju dimenzije kragne, onda će oslonci "liftovanih" ploča gotovo uvek potpasti pod udar ove odredbe. I konačno, s obzirom da se radi o vezi između ivičnog stuba i ploče, uvek postoji ekscentricitet opterećenja u odnosu na težište kritičnog preseka, odnosno radi se o ekscentrično opterećenoj vezi. Svemu ovome treba dodati i uticaj prethodnog naprezanja na graničnu nosivost na probijanje.

Sa usvojenom pretpostavkom o kritičnom preseku na propisanoj udaljenosti od ivice kragne, sračunata je nosivost na probijanje sva tri modela prema ACI 318-89, Evrokodu 2 i Modelu propisa CEB-FIP. Na osnovu poređenja merenih i računskih sila loma za modele S2 i S3 koji su imali lom usled probijanja, može se izvući nekoliko zaključaka.

Pre svega, stvarni koeficijenti sigurnosti značajno se razlikuju između navedenih propisa. Tako, prema Evrokodu 2, stvarni koeficijenti sigurnosti iznose 3.54 za model S2 i 3.05 za model S3. Prema ACI 318-89, 2.02 za model S2 i 1.64 za model S3, i prema Modelu propisa CEB-FIP, 2.84 za model S2 i 2.42 za model S3. Drugo, Evrokod 2 je očigledno veoma konzervativan kad je u pitanju proračun nosivosti ploča na probijanje, jer su stvarni koeficijenti sigurnosti preveliki, čak i za problem probijanja. I treće, čak i u okviru jednog propisa, stvarni koeficijenti sigurnosti nisu ujednačeni i razlikuju se za model S2 i S3. Prema svim propisima, veći su koeficijenti sigurnosti za model S2 koji je imao veću kragnu nego za model S3, što je posledica ograničenja nosivosti na probijanje za velike oslonce. Ovi eksperimenti pokazuju da tretman uticaja veličine oslonca na nosivost na probijanje nije dobar ni prema jednom od navedenih propisa, odnosno pokazuju da je precenjen uticaj ovog faktora na graničnu nosivost na probijanje.

S obzirom da se radi o samo dva ispitana modela koja su imala lom usled probijanja, a da sličnih eksperimenata nema u literaturi, nije moguće izvesti sigurne opšte zaključke niti preporuke za eventualne izmene propisa. Može se, međutim, zaključiti da će prethodno napregnute "liftovane" ploče, projektovane prema bilo kojem od navedenih propisa pod učinjenim pretpostavkama, imati ili lom usled savijanja, ili sekundarni lom usled probijanja. Praktično, samo model S1 je, po količini prethodno nezategnute armature, predstavljao stvarnu ploču kakva bi se upotrebila u praksi. Modeli S2 i S3 su imali znatno veću količinu prethodno nezategnute armature od računski potrebne, upravo zato da bi se dobio primarni lom usled probijanja.

U svakom slučaju, potrebno je još eksperimentalnih ispitivanja na "liftovanim" pločama, i to naročito veze između ivičnih i ugaonih stubova i ploče. U međuvremenu, ostaje da se primenjuju postojeći propisi, pri čemu treba usvajati kritični presek na propisanoj udaljenosti od ivice kragne, a ne od ivice stuba. Čak i sa ovako učinjenom pretpostavkom, stvarni koeficijenti sigurnosti prema Evrokodu 2 su znatno veći od potrebnih, ali je to, na žalost, neophodno s obzirom na sadašnje stanje istraživanja u ovoj oblasti.

• modeliranje mehanizma loma usled probijanja

Zona ploče u kojoj dolazi do loma usled probijanja izložena je složenom troosnom stanju napona. Najviše zahvaljujući tome i činjenici da se godinama uspešno primenjuje metoda

kritičnog preseka, do sada nije napravljen model koji bi opisivao stvarno stanje napona i deformacija ploče u oblasti ivičnih i ugaonih stubova, ni za klasične ni za montažne, "liftovane" ploče. Pojedini autori su napravili lokalne mehaničke modele za prostiji (simetričan) slučaj veze između srednjeg stuba i ploče, ali ti modeli pre svega opisuju ponašanje tipičnog uzorka za ispitivanje nosivosti ploča na probijanje, a ne stvarne, višepanelne, kontinualne ploče.

Čak i na te lokalne mehaničke modele koji opisuju vezu između srednjeg stuba i ploče može se staviti niz primedbi, počevši od pretpostavke o rotaciji radijalnih segmenata ploče kao krutih tela, pa do definisanja kriterijuma loma u betonu. U slučaju veze između ivičnog stuba i montažne ploče, problem je još komplikovaniji, jer ne postoji simetrija ni geometrije ni opterećenja.

Nelinernom numeričkom analizom se pouzdano može utvrditi stvarni mehanizam loma ploče usled probijanja, odnosno stanja napona i dilatacija u kritičnim oblastima koja dovode do loma. Ovom analizom na modelu S3 (koja je potvrđena merenim podacima) se dobija ono što je i inače poznato: da pri opterećenju od oko 50% od graničnog nastaje kosa unutrašnja prslina i to u donjoj polovini ploče, da se sa povećanjem opterećenja ova prslina produžava ka gornjoj i donjoj ivici ploče i to pod uglom od 15° - 20° u odnosu na ravan ploče. U ovom konkretnom slučaju, stanja napona i dilatacija u kritičnoj oblasti uz ivicu kragne su veoma neravnomerna, i menjaju se po obimu kragne, zahvaljujući koncentracijama napona u uglovima otvora i na mestu delovanja sile, i zahvaljujući tome što moment upravlan na slobodnu ivicu ploče u ovoj zoni menja znak. U svakom slučaju, najnapregnutije zone su u unutrašnjim uglovima otvora u modelu S3.

U uskoj zoni oko mesta prenošenja opterećenja sa kragne na ploču (uglovi otvora), vertikalni napon je istog reda veličine kao i naponi u ravni ploče, i sa povećanjem udaljenosti naglo pada. Tako da su uske zone u uglovima otvora izložene izraženom troosnom stanju napona, i to visokih napona pritisaka. Neposredno pred lom, ove lokalizovane zone "stižu" u stanje minimalne zapremine, i počinju da se šire, što unosi napone zatezanja u susedne, manje napregnute zone. Ovi naponi zatezanja dovode do loma susednih zona koji nastaje cepanjem betona, a zatim dolazi i do loma najnapregnutijih zona koje su izgubile povoljno dejstvo "utezanja" od strane susednih zona, odnosno povoljan uticaj bočnih pritisaka.

Očigledno je da lom nastaje u uslovima troosnog stanja napona, i da se, prema tome, kriterijum loma mora definisati za troosno stanje napona. Pored toga, naponsko-deformacijska stanja duž obima stuba, odnosno kragne, se menjaju, i zavise, između ostalog, i od oblika i krutosti kragne. Modeliranje ovakvog mehanizma loma je izuzetno komplikovano. Pored toga što pri sadašnjem stanju istraživanja u ovoj oblasti nedostaju eksperimentalni podaci da bi se obuhvatio uticaj svih faktora, postavlja se pitanje i svrsishodnosti pravljenja ovakvog mehaničkog modela koji bi bio neupotrebljiv u svakodnevnoj inženjerskoj praksi zbog komplikovanosti. Upravo zbog toga se propisi i zasnivaju na metodi kritičnog preseka, jer je bolja prosta, dobro kalibrisana empirijska metoda od komplikovanih analitičkih metoda sumnjivog kvaliteta. Pri sadašnjem stanju istraživanja u ovoj oblasti, metoda kritičnog preseka je još uvek najbolji izbor, ali je potrebno još eksperimentalnih ispitivanja da bi se ona kvalitetno primenjivala i na proračun granične nosivosti na probijanje veze između ivičnih i ugaonih stubova i "liftovanih" prethodno napregnutih ploča.

LITERATURA

- /1/ Scordelis, A.C., Lin, T.Y., and May, H.R., "Shearing Strength of Prestressed Lift Slabs", *Journal of the American Concrete Institute*, Proceedings Vol.55, No.4, October 1958, pp. 485-506.
- /2/ Burns, N.H., and Gerber, L.L., "Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates", *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol.16, No.6, November-December 1971, pp. 40-58.
- /3/ Smith, S.W., and Burns, N.H., "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behaviour", *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol.19, No.3, May-June 1974, pp.74-91.
- /4/ Burns, N.H., and Hemakom, R., "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol.103, No.ST6, June 1977, pp. 1237-1255.
- /5/ Hawkins, N.M., and Trongtham, N., "Moment Transfer between Unbonded Post-Tensioned Concrete Slabs and Columns", Progress Report to the Post-Tensioning Institute and Reinforced Concrete Research Council on Project 39, Structures and Mechanics Division, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, November 1976.
- /6/ Sunidja, H., Foutch, D.A., and Gamble, W.L., "Response of Prestressed Concrete Plate-Edge Column Connections", *Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.498*, University of Illinois, Urbana, March 1982, 232 pp.
- /7/ Brandli, W., Muller, F.X., Thurlimann, B., "Bruchversuch an Stahlbeton- und Spannbetonplatten bei Rand- und Eckstützen", Bericht Nr. 7305-4, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Zurich, Mai 1982, 140 pp.
- /8/ Franklin, S.O., and Long, A.E., "The punching behaviour of unbonded post-tensioned flat plates", *The Institution of Civil Engineers, Proceedings, Part 2, Vol.73*, September 1982, pp. 609-631.
- /9/ Cleland, D.J., and Long, A.E., "An experimental investigation of the behaviour of post-tensioned concrete flat-slab structures", *CSCE-ASCE-ACI-CEB International Symposium, Nonlinearity and continuity in prestressed concrete*, University of Waterloo, Ontario, Canada, 1983., pp. 229-253.
- /10/ Hawkins, N.W., and Corley, W.G., "Moment Transfer To Columns In Slabs With Shearhead Reinforcement", *ACI Special Publication SP-42, Vol.2*, American Concrete Institute, Detroit, 1974, pp.847-879.
- /11/ Stamenković, A., Chapman, J.C., "Local strength at column heads in flat slabs subjected to a combined vertical and horizontal loading", *Proceedings of The Institution of Civil Engineers, Part 2, Research and Theory*, June 1974, Vol.57, pp.205-232.
- /12/ Hall, A.S., and Rangan, B.V., "Forces in the vicinity of edge columns in flat-slab floors", *Magazine of Concrete Research*, Vol.35, No.122, March 1983, pp.19-26.
- /13/ Rangan, B.V., "Tests on Slabs in the Vicinity of Edge Column", *ACI Structural Journal*, Vol.87, No.6, November-December 1990, pp.623-629.
- /14/ Mortin, J.D., and Ghali, A., "Connection of Flat Plates to Edge Columns", *ACI Structural Journal*, Vol.88, No.2, March-April 1991, pp.191-198.
- /15/ Elgabry, A.A., and Ghali, A., "Moment Transfer by Shear in Slab-Column Connections", *ACI Structural Journal*, Vol.93, No.2, March-April 1996, pp.187-196.
- /16/ Elgabry, A.A., and Ghali, A., "Transfer of Moments between Columns and Slabs: Proposed Code Revisions", *ACI Structural Journal*, Vol.93, No.1, Jan-Feb 1996, pp.56-61.

- /17/ Gardner, N.,J., and Shao, X., "Punching Shear of Continuous Flat Reinforced Concrete Slabs", ACI Structural Journal, Vol.93, No.2, March-April 1996, pp.218-228.
- /18/ Ahmadi, H., and Gilbert, S., "Behaviour of reinforced concrete slab-column models subject to cyclic lateral loading", Proceedings of The Institution of Civil Engineers, Part 2, Research and Theory, December 1990, Vol.89, pp.543-563.
- /19/ Robertson, I.N., and Durrani, A.,J., "Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Exterior Slab-Column Connections", ACI Structural Journal, Vol.88, No.3, May-June 1991, pp.255-267.
- /20/ Di Stasio, J., and Van Buren, M.P., "Transfer of Bending Moment between Flat Plate Floor and Column," Journal of the ACI, Vol.57, No.3, September, 1960, pp. 299-314.
- /21/ Moe, J., "Shearing strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads," Development Department Bulletin D47, Portland Cement Association, April 1961, pp. 127.
- /22/ Timoshenko, S., Theory of Elasticity, New York and London, McGraw-Hill Book Company Inc., 1934, 416 pp.
- /23/ Hanson, N.W., and Hanson, J.M., "Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns," Journal of the PCA Research and Development laboratories, PCA, Vol.10, No.1, January, 1968, pp. 2-16.
- /24/ Long, A.E., and Bond,D., "Punching Failure of Reinforced Concrete Slabs" Proceedings, Institution of Civil Engineers, London, England, May, 1967, pp.109-136.
- /25/ Mast, P.E., "Plate Stresses at Columns Near the Free Edge", Journal of the ACI, Vol.67, No.11, November,1970, pp.898-902.
- /26/ Hawkins,N.M., and Corley, W.G., "Transfer of Unbalanced Moment and Shear from Flat Plates to Columns", Cracking, Deflection, and Ultimate Load of Concrete Slab Systems, ACI Special Publication SP-30, American Concrete Institute, Detroit, 1971, pp.147-176.
- /27/ Park, R., and Islam, S., "Strength of Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.102, No.ST9, September, 1976, pp.1879-1901.
- /28/ Kinnunen, S., and Nylander, H., "Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement", Transactions No.158, Royal Institute of Tecnology, Stockholm, 1960, 112 pp.
- /29/ Broms, C., E., "Punching of Flate Plates - A Question of Concrete Properties in Biaxial Compression and Size Effect", Journal of the ACI, Vol.87, No.3, May-June 1990, pp. 292-304.
- /30/ Shehata, I., and Regan, P.E., "Punching in R.C. Slabs", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.7, July 1989, pp.1726-1739.
- /31/ Shehata, I., "Rational Method for Designing RC Slabs to Resist Punching", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, No.7, July 1990, pp.2055-2060.
- /32/ "Punching Shear in Reinforced Concrete", Bulletin D'Information No.168, Comite Euro-International du Beton, Jan.1985, State of the Art Report by Regan, P., E. and Braestrup, M., W.
- /33/ Gesund,H., and Goli,H.,B., "Limit Analysis of Flat Slab Buildings for Lateral Loads", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.105, No.11, Nov 1979, pp.2187-2202.
- /34/ Gesund,H., and Goli,H.,B., "Local Flexural Strength of Slabs at Interior Columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.106, No.5, May 1980, pp.1063-1078.
- /35/ Braestrup, M.,W., Nielsen, M.,P., Jensen., B.,C., and Bach., F., "Axysimmetric punching of plain and reinforced concrete", Report R75, Structural Research Laboratory, Technical University of Denmark,Copenhagen, 1976.

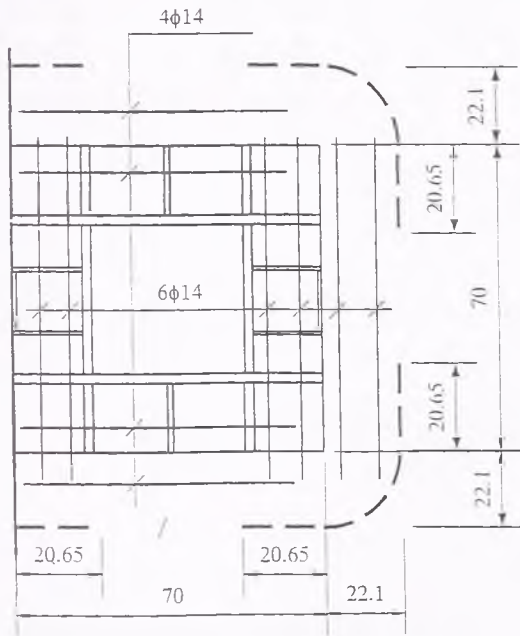
- /36/ Bortolotti, J., "Punching shear Strength in Concrete Slabs", Journal of the ACI, Vol.87, No.2, March-April 1990, pp.208-219.
- /37/ Pralong, L., Brandli, W., and Thurlimann, B., "Durchstanzversuche an Stahlbeton und Spannbetonplatten, Bericht Nr 7305-3, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, 1979.
- /38/ DIANA, User's Manual, Introduction and Utilities, TNO Building and Construction Research, May, 1996.
- /39/ DIANA, User's Manual-Nonlinear Analysis, Part II, Background Theory, TNO Building and Construction Research, May, 1996.
- /40/ Collins, P., M., and Mitchell, D., "Prestressed Concrete Structures", Prentice Hall, New Jersey, 1991.
- /41/ DIANA, User's Manual, Element Library, TNO Building and Construction Research, May, 1996.
- /42/ EVROKOD 2: Proračun betonskih konstrukcija, deo 1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 1994.
- /43/ FEMGV 4, User's Manual, Femsys Limited, Leicester, USA, 1997.
- /44/ Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89), American Concrete Institute, Detroit, Michigan
- /45/ CEB-FIP MODEL CODE 1990, Design Code, Comite Euro-International du Beton, Thomas Telford Services Ltd, 1993.
- /46/ Kotsovos, M.D., Pavlović, M.N., "Structural Concrete, Finite-element design for limit-state design", Thomas Telford Publications, London, 1995.
- /47/ RC Elements under Cyclic Loading, State of the art report, Comite Euro-International du Beton, Thomas Telford, London, 1996.
- /48/ NAFEMS Introduction to Nonlinear Finite Element Analysis, Nafems, Glasgow, 1992.
- /49/ Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures II, American Society of Civil Engineers, New York, 1991.
- /50/ "Granična nosivost pri probiju armiranobetonskih ploča", magistarski rad, Građevinski fakultet u Beogradu, 1991.
- /51/ Marinković, S., Ačić, M., "Granično stanje probijanja armiranobetonskih ploča pri simetričnoj geometriji i opterećenju ploča", časopis Izgradnja, br.7, Beograd, 1992.
- /52/ Marinković, S., "Prilog rešenju problema granične nosivosti armiranobetonskih ploča na probijanje", II Kongres DGKS, Aranđelovac, 1992.
- /53/ Marinković, S., Ačić, M., "Prilog rešenju graničnog stanja probijanja armiranobetonskih ploča pri nesimetričnom opterećenju i/ili geometriji ploče", časopis Izgradnja, br.5, Beograd, 1993.
- /54/ Marinković, S., Ačić, M., "Punching shear strength of post-tensioned lift slabs at edge columns", Structural concrete-the bridge between people, Proceedings, Volume 2, fib Symposium 1999, October 1999, Prag.
- /55/ Rankin, G.I.B., Long, A.E., "Predicting the punching strength of conventional slab-column specimens", Proceedings, The Institution of Civil Engineers, Part 1, 82, 1987, April, pp 327-346.

PRILOG

Proračun nosivosti na probijanje modela S1, S2 i S3 prema Evrokodu 2, ACI 318-89 i Modelu propisa CEB-FIP

Model S1

a) Evrokod 2



$$d_x = 15.45 \text{ cm}; d_y = 14.05 \text{ cm}$$

$$d_{sr} = 0.5(15.45 + 14.05) = 14.75 \text{ cm}$$

$$O_s = 4 \cdot 70 = 280 \text{ cm} > 11 \cdot 14.75 = 162.25 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} b = 70 \text{ cm} \\ 2.8d = 2.8 \cdot 14.75 = 41.3 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} a = 70 \text{ cm} \\ 2b = 140 \text{ cm} \\ 5.6d = 41.3 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$O_{kp} = 6 \cdot (41.3/2) + 22.1 \cdot \pi = 193.3 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 51 \text{ MPa}$$

$$f_{cc} = 51/1.2 = 42.5 \text{ MPa} \cong 40 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\tau_{Rd} = 0.41 \text{ MPa}; \tau_{Rk} = 1.5 \cdot 0.41 = 0.615 \text{ MPa}$$

$$k = 1.6 - 0.1475 = 1.45$$

$$\rho_{1x} = \frac{4 \cdot 1.54}{15.45} = 0.004 \quad \rho_{1y} = \frac{6 \cdot 1.54}{14.05} = 0.0066$$

$$\sigma_{cpo,x} = \frac{8 \cdot 0.9 \cdot 100}{280 \cdot 18} = 0.143 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{cpo,y} = \frac{12 \cdot 0.9 \cdot 100}{350 \cdot 18} = 0.171 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cpo} = 0.5(0.143 + 0.171) = 0.157 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_1 = \sqrt{0.004 \cdot 0.0066} + \frac{0.157}{40} = 0.0091$$

$$v_{Rk1} = 0.0615 \cdot 1.45(1.2 + 40 \cdot 0.0091) \cdot 14.75 = 2.057 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_u = \frac{193.3 \cdot 2.057}{1.4} = 284 \text{ kN}$$

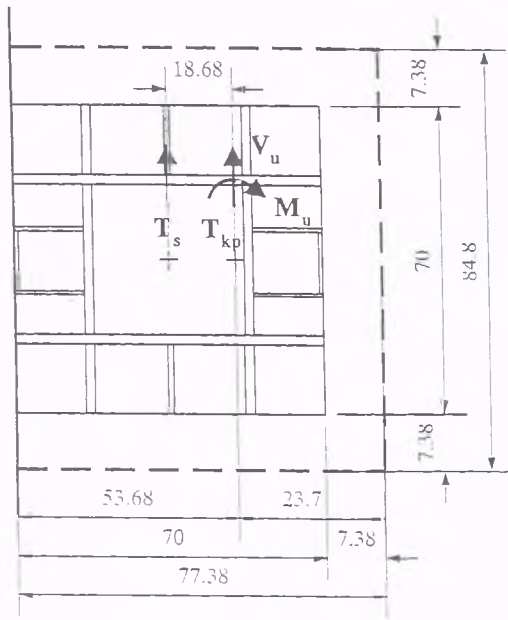
$$V_u = 284 \text{ kN}$$

b) ACI 318-89

$$d_{sr} = 14.75 \text{ cm} \quad f_{cc} = 42.5 \text{ MPa}$$

$$A_{kp} = (2 \cdot 77.38 + 84.8) \cdot 14.75 = 3533.5 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{77.38^2 \cdot 14.75}{3533.5} = 23.7 \text{ cm}$$



$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{77.38}{84.8}}} = 0.39$$

$$J_c = \frac{14.75 \cdot 77.38^3}{6} + \frac{77.38 \cdot 14.75^3}{6} + 84.8 \cdot 14.75 \cdot 23.7^2 + 2 \cdot 77.38 \cdot 14.75 \cdot \left(\frac{77.38}{2} - 23.7\right)^2 = 2395881 \text{ cm}^4$$

$$\frac{30 \cdot 14.75}{2 \cdot 77.38 + 84.8} + 2 = 3.85 < 4 \Rightarrow$$

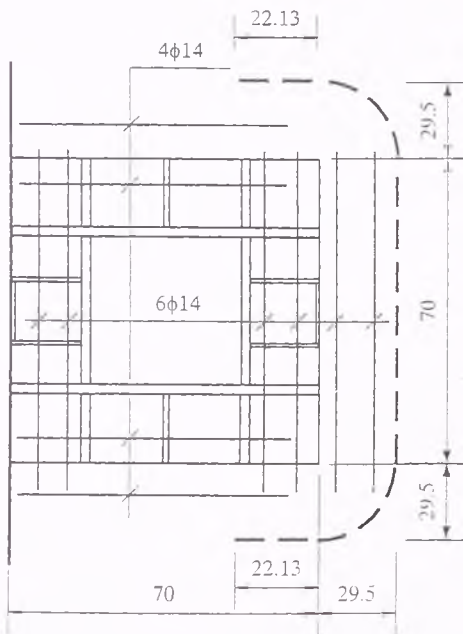
$$\tau_n = 0.320 \sqrt{42.5} = 2.086 \text{ MPa} = 0.2086 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_u = 468 \text{ kN}$$

$$M_u = 468 \cdot 18.68 = 8742.2 \text{ kNcm}$$

$$\tau_n = \frac{468}{3533.5} + \frac{0.39 \cdot 8742.2 \cdot 53.68}{2395881} = 0.132 + 0.076 = 0.208 \text{ kN/cm}^2$$

c) Model propisa CEB-FIP 1990



$$0.5 \cdot c_1 = 0.5 \cdot 70 = 35 \text{ cm}$$

$$1.5 \cdot d = 1.5 \cdot 14.75 = 22.13 \text{ cm}$$

$$O_{kp} = 2 \cdot 22.13 + 70 + 29.5\pi = 206.9 \text{ cm}$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{147.5}} = 2.164$$

$$\rho = \sqrt{0.004 \cdot 0.0066} = 0.00514$$

$$f_{ct} = 42.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0.12 \cdot 2.164^3 \sqrt{100 \cdot 0.00514 \cdot 42.5} = 0.726 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rk} = 1.5 \cdot 0.726 = 1.089 \text{ MPa}$$

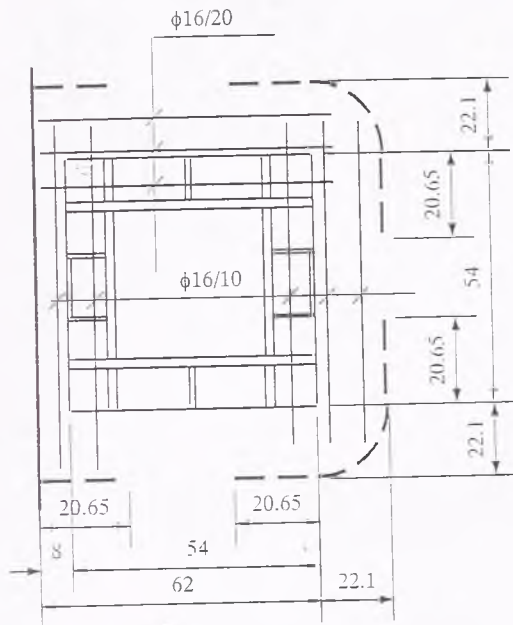
$$V_p = 3 \cdot (2N_k \sin \frac{\alpha}{2}) = 3 \cdot (2 \cdot 100 \cdot \sin 2.27^\circ) = 23.8 \text{ kN}$$

$$V_u = 0.1089 \cdot 206.9 \cdot 14.75 + 23.8 = 332.3 + 23.8 = 356.1 \text{ kN}$$

$$V_u = 356.1 \text{ kN}$$

Model S2

a) Evrokod 2



$$d_x = 15.45 \text{ cm}; d_y = 14.05 \text{ cm}$$

$$d_{sr} = 0.5(15.45 + 14.05) = 14.75 \text{ cm}$$

$$O_s = 4 \cdot 54 = 216 \text{ cm} > 11 \cdot 14.75 = 162.25 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} b = 54 \text{ cm} \\ 2.8d = 2.8 \cdot 14.75 = 41.3 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} a = 54 \text{ cm} \\ 2b = 108 \text{ cm} \\ 5.6d - 41.3 = 41.3 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$O_{kp} = 6 \cdot (41.3/2) + 22.1 \cdot \pi = 193.3 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 48.1 \text{ MPa}$$

$$f_{cc} = 48.1/1.2 = 40.1 \text{ MPa} \cong 40 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\tau_{Rd} = 0.41 \text{ MPa}; \tau_{Rk} = 1.5 \cdot 0.41 = 0.615 \text{ MPa}$$

$$k = 1.6 - 0.1475 = 1.45$$

$$\rho_{1x} = \frac{10.05}{15.45} = 0.0065 \quad \rho_{1y} = \frac{20.1}{14.05} = 0.0144$$

$$\sigma_{cpo,x} = \frac{8 \cdot 0.9 \cdot 100}{280 \cdot 18} = 0.143 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{cpo,y} = \frac{12 \cdot 0.9 \cdot 100}{350 \cdot 18} = 0.171 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cpo} = 0.5(0.143 + 0.171) = 0.157 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_1 = \sqrt{0.0065 \cdot 0.0144} + \frac{0.157}{40} = 0.0136$$

$$V_{Rk1} = 0.0615 \cdot 1.45(1.2 + 40 \cdot 0.0136) \cdot 14.75 = 2.294 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_u = \frac{193.3 \cdot 2.294}{1.4} = 316.7 \text{ kN}$$

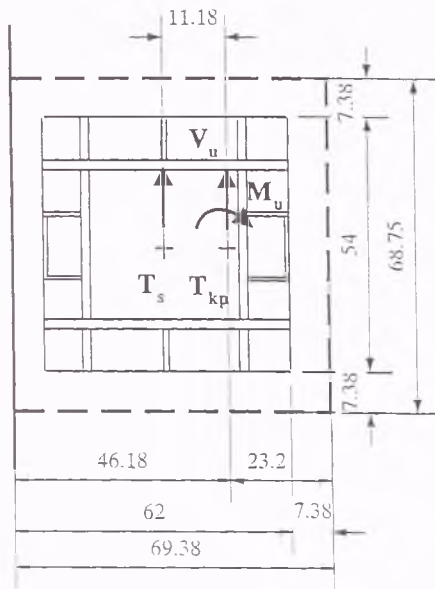
$V_u = 316.7 \text{ kN}$

b) ACI 318-89

$$d_{sr} = 14.75 \text{ cm} \quad f_{cc} = 40.1 \text{ MPa}$$

$$A_{kp} = (2 \cdot 69.38 + 68.75) \cdot 14.75 = 3060.8 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{69.38^2 \cdot 14.75}{3060.8} = 23.2 \text{ cm}$$



$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{69.38}{68.75}}} = 0.40$$

$$J_c = \frac{14.75 \cdot 69.38^3}{6} + \frac{69.38 \cdot 14.75^3}{6} + 68.75 \cdot 14.75 \cdot 23.2^2 + 2 \cdot 69.38 \cdot 14.75 \cdot \left(\frac{69.38}{2} - 23.2\right)^2 = 1674124 \text{ cm}^4$$

$$\frac{30 \cdot 14.75}{2 \cdot 69.38 + 68.75} + 2 = 4.13 > 4 \Rightarrow$$

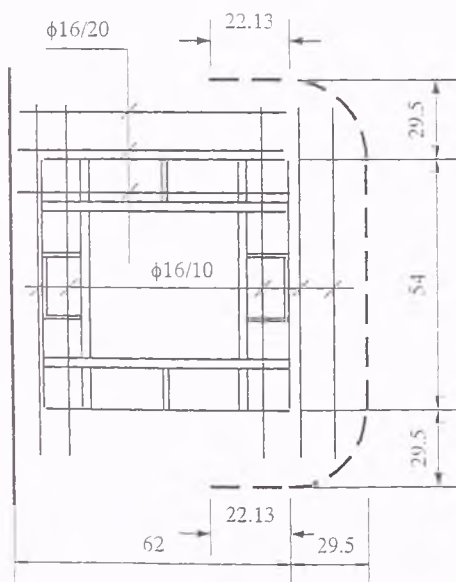
$$\tau_n = 0.332 \sqrt{40.1} = 2.102 \text{ MPa} = 0.2102 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_u = 467 \text{ kN}$$

$$M_u = 467 \cdot 11.18 = 5221.1 \text{ kNcm}$$

$$\tau_n = \frac{467}{3060.8} + \frac{0.4 \cdot 5221.1 \cdot 46.18}{1674124} = 0.153 + 0.058 = 0.211 \text{ kN/cm}^2$$

c) Model propisa CEB-FIP 1990



$$0.5 \cdot c_1 = 0.5 \cdot 54 = 27 \text{ cm}$$

$$1.5 \cdot d = 1.5 \cdot 14.75 = 22.13 \text{ cm}$$

$$O_{kp} = 2 \cdot 22.13 + 54 + 29.5\pi = 190.9 \text{ cm}$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{147.5}} = 2.164$$

$$\rho = \sqrt{0.0065 \cdot 0.0144} = 0.0097$$

$$f_{ct} = 40.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0.12 \cdot 2.164 \sqrt[3]{100 \cdot 0.0097 \cdot 40.1} = 0.880 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rk} = 1.5 \cdot 0.880 = 1.32 \text{ MPa}$$

$$V_p = 3 \cdot (2N_k \sin \frac{\alpha}{2}) =$$

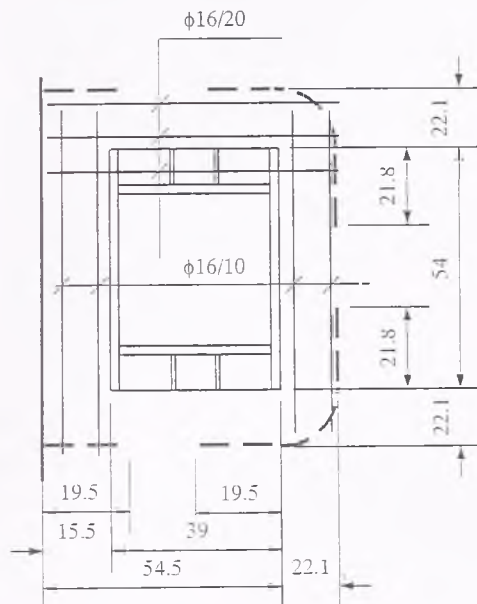
$$= 3 \cdot (2 \cdot 100 \cdot \sin 2.27^\circ) = 23.8 \text{ kN}$$

$$V_u = 0.132 \cdot 190.9 \cdot 14.75 + 23.8 = 371.7 + 23.8 = 395.5 \text{ kN}$$

$$V_u = 395.5 \text{ kN}$$

Model S3

a) Evrokod 2



$$d_x = 15.45 \text{ cm}; d_y = 14.05 \text{ cm}$$

$$d_{sr} = 0.5(15.45 + 14.05) = 14.75 \text{ cm}$$

$$O_s = 2 \cdot (39 + 54) = 186 \text{ cm}$$

$$11 \cdot 14.75 = 162.25 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} b = 39 \text{ cm} \\ 2.8d = 2.8 \cdot 14.75 = 41.3 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$a_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} a = 54 \text{ cm} \\ 2b = 78 \text{ cm} \\ 5.6d - 39 = 43.6 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$O_{kp} = 4 \cdot (39/2) + 2 \cdot (43.6/2) + 22.1 \cdot \pi = 191.0 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 51.8 \text{ MPa}$$

$$f_{cc} = 51.8/1.2 = 43.2 \text{ MPa} \approx 40 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\tau_{Rd} = 0.41 \text{ MPa}; \tau_{Rk} = 1.5 \cdot 0.41 = 0.615 \text{ MPa}$$

$$k = 1.6 - 0.1475 = 1.45$$

$$\rho_{1x} = \frac{10.05}{15.45} = 0.0065 \quad \rho_{1y} = \frac{20.1}{14.05} = 0.0144$$

$$\sigma_{cpo,x} = \frac{8 \cdot 0.9 \cdot 100}{280 \cdot 18} = 0.143 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{cpo,y} = \frac{12 \cdot 0.9 \cdot 100}{350 \cdot 18} = 0.171 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cpo} = 0.5(0.143 + 0.171) = 0.157 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_1 = \sqrt{0.0065 \cdot 0.0144} + \frac{0.157}{40} = 0.0136$$

$$v_{Rk1} = 0.0615 \cdot 1.45(1.2 + 40 \cdot 0.0136) \cdot 14.75 = 2.294 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_u = \frac{191.0 \cdot 2.294}{1.4} = 313 \text{ kN}$$

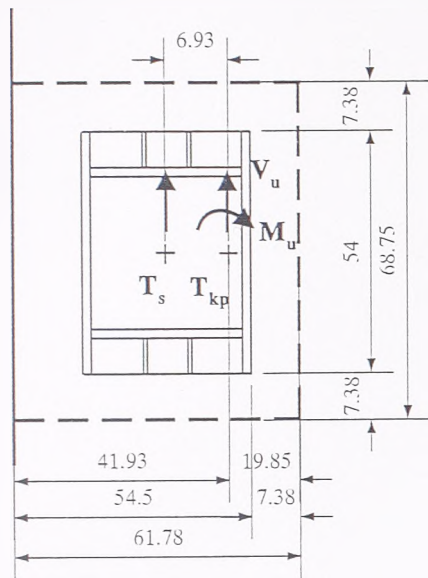
$$V_u = 313 \text{ kN}$$

b) ACI 318-89

$$d_{sr} = 14.75 \text{ cm} \quad f_{cc} = 43.2 \text{ MPa}$$

$$A_{kp} = (2 \cdot 61.78 + 68.75) \cdot 14.75 = 2836.6 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{61.78^2 \cdot 14.75}{2836.6} = 19.85 \text{ cm}$$



$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{61.78}{68.75}}} = 0.39$$

$$J_c = \frac{61.78^3}{6} + \frac{61.78 \cdot 14.75^3}{6} + 619.85^2 + 2 \cdot 61.78 \cdot 14.75 \cdot \left(\frac{61.78}{2} - 19.85\right)^2 = 1234411 \text{ cm}^4$$

$$\frac{30 \cdot 14.75}{2 \cdot 61.78 + 68.75} + 2 = 4.26 > 4 \Rightarrow$$

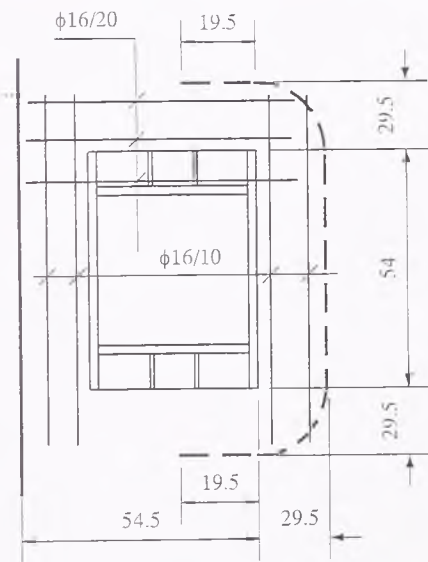
$$\tau_n = 0.332 \sqrt{43.2} = 2.182 \text{ MPa} = 0.2182 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_u = 490 \text{ kN}$$

$$M_u = 490 \cdot 6.93 = 3395.7 \text{ kNcm}$$

$$\tau_n = \frac{490}{2836.6} + \frac{0.39 \cdot 3395.7 \cdot 41.93}{1234411} = 0.173 + 0.045 = 0.218 \text{ kN/cm}^2$$

c) Model propisa CEB-FIP 1990



$$0.5 \cdot c_1 = 0.5 \cdot 39 = 19.5 \text{ cm}$$

$$1.5 \cdot d = 1.5 \cdot 14.75 = 22.13 \text{ cm}$$

$$O_{kp} = 2 \cdot 19.5 + 54 + 29.5\pi = 185.7 \text{ cm}$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{147.5}} = 2.164$$

$$\rho = \sqrt{0.0065 \cdot 0.0144} = 0.0097$$

$$f_{cc} = 43.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0.12 \cdot 2.164^3 \sqrt{100 \cdot 0.0097 \cdot 43.2} = 0.902 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rk} = 1.5 \cdot 0.902 = 1.353 \text{ MPa}$$

$$V_p = 3 \cdot (2N_k \sin \frac{\alpha}{2}) =$$

$$= 3 \cdot (2 \cdot 100 \cdot \sin 2.27^\circ) = 23.8 \text{ kN}$$

$$V_u = 0.1353 \cdot 185.7 \cdot 14.75 + 23.8 = 370.6 + 23.8 = 394.4 \text{ kN}$$

$$V_u = 394.4 \text{ kN}$$



