



**DEPARTAMENTI I SHKENCAVE TË APLIKUARA DHE
HUMANE, FAKULTETI I ARKITEKTURËS, DIZANJIT DHE
NDËRTIMIT, UNIVERSITETI POLIS, TIRANË**

KONSTRUKSIONE BETON ARME TË PARANDERURA

(Leksione për përdorim të brendshëm)

Përgatiti: Dr. Merita Guri

Tiranë 2016

PËRMBAJTJA

KAPITULLI I

1. Ç'ËSHTË PARANDERJA
2. PSE LINDI PARANDERJA
3. FUSHAT E PËRDORIMIT TË ELEMENTËVE BETONARME TË PARANDERUR
4. ANËT POZITIVE TË PARANDERJES
5. METODAT E PARANDERJES
6. MATERIALET QË PËRDOREN PËR PRODHIMIN E ELEMENTËVE BETONARME TË PARANDERUR
7. METODAT E PARANDERJES
8. KLASIFIKIMI I ELEMENTËVE TË PARANDERUR SIPAS MËNYRËS SË ANKERIMIT

KAPITULLI II

1. KARAKTERISTIKAT GJEOMETRIKE DHE INERCIALE TË PRERJES TË NJË ELEMENTI BETONARME TË PARANDERUR
2. LLOGARITJA E SFORCIMEVE NË BETON DHE ARMATURË PËR SHKAK TË VEPRIMIT TË PARANDERJES DHE FORCAVE TË JASHTME
3. GJATËSIA E ANKORIMIT
4. Ç'JANË SFORCIMET FILLESTARE? Ç'JANË HUMBJET?
5. HUMBJET E SFORCIMEVE NË ARMATURËN E PARANDERUR

KAPITULLI III

1. PROBLEMET QË LIDHEN ME GJËNDJEN E SFORCUAR NË BALLET E ELEMENTËVE.

KAPITULLI IV

1. ETAPAT E GJËNDJES SË BRËNDSHME TË NDERUR TË ELEMENTËVE QË PUNOJNË NË TËRHEQJE QËNDRORE
2. FAZAT E GJËNDJES SË BRËNDSHME TË NDERUR TË ELEMENTËVE QË PUNOJNË NË TËRHEQJE, TË REALIZUAR ME PARANDERJEN NË MBESHTETJE.

3. FAZAT E GJENDJES SË BRËNDSHME TË NDERUR TË ELEMENTËVE QË PUNOJNË NË TËRHEQJE QËNDRORE, TË REALIZUARA ME PARANDERJEN NË BETON.
4. LLOGARITJE NË AFTËSINË MBAJTËSE E ELEMENTEVE NË TËRHEQJE QËNDRORE.
5. LLOGARITJE SIPAS FORMIMIT TË PLASARITJEVE NË ELEMENTIN QË PUNOJNË NË TËRHEQJE QËNDRORE.
6. LLOGARITJE SIPAS MADHËSISË SË HAPJES SË TË PLASURAVE NË ELEMENTET NË TËRHEQJE QËNDRORE.
7. LLOGARITJE NË SHTYPJE QËNDRORE PËR SHKAK TË VEPRIMIT TË FORCES SË PARANDERJES TË ELEMENTËVE, TË CILËT NËN VEPRIMIN E FORCAVE TË JASHTME PUNOJNË NË TËRHEQJE QËNDRORE.

KAPITULLI V

1. ETAPAT E GJENDJES SË BRËNDSHME TË NDERUR TË ELEMENTËVE QË PUNOJNË NË PËRKULJE
2. FAZAT E GJENDJES SE BRENDSHME TE NDERUR TE ELEMENTEVE QE PUNOJNE NE PERKULJE, TE REALIZUAR ME PARANDERJEN NE MBESHTETJE
3. FAZAT E GJENDJES SE BRENDSHME TE NDERUR TE ELEMENTEVE QE PUNOJNE NE PERKULJE, TE REALIZUAR ME PARANDERJEN NE BETON
4. LLOGARITJA NË AFTËSI MBAJTËSE KUNDREJT MOMENTIT PËRKULËS TË ELEMENTEVE QË PUNOJNË NË PËRKULJE, ME SEKSION TËRTHOR KATËRKËNDËSH KËNDREJTË
5. LLOGARITJA NË AFTËSI MBAJTËSE KUNDREJT MOMENTIT PËRKULËS TË ELEMENTËVE QË PUNOJNË NË PERKULJE, ME SEKSION TËRTHOR NË FORMË T-je

KAPITULLI VI

1. NDIKIMI I PARANDERJES NË PUNËN E ELEMENTIT KUNDREJT FORCAVE PRERSE
2. LLOGARITJA E ELEMENTËVE TË PARANDERUR QË PUNOJNË NË PËRKULJE NË AFTËSI MBAJTËSE NGA VEPRIMI I FORCAVE PRERSE

KAPITULLI

1. Ç'ËSHTË PARANDERJA?

Paranderja është teknika e prodhimit të elementëve betonarme me anë të së cilës në mënyrë artificiale, me mjete mekanike ose elektrotermike, që në fazën e përgatitjes (para veprimit të forcave të jashtme), krijohet paraprakisht në element një gjendje e sforcuar (e nderur) shtypëse në ato zona të elementit, të cilat nën veprimin e forcave të jashtme do të punojnë në tërheqje.

2. PSE LINDI PARANDERJA?

Për të kuptuar këtë do të krahasojmë tre trarë që punojnë në përkulje. Trau i parë është vetëm prej betoni, trau i dytë është betonarme me armaturë të zakonshme, trau i tretë është beton arme me armaturë të paranderur.

Marrim në shqyrtim traun e parë. Cfarë ndodh me traun e thjeshtë prej betoni pa armaturë i cili punon në përkulje? Siç dihet trau i parë shkatërrohet shumë shpejt për një ngarkesë P të vogël. Ky shkatërrim vjen si rezultat i punës së keqe apo i rezistencës së ulët të betonit në tërheqje. Për ngarkesë P të vogël në zonën e tërhequr sforcimet kalojnë rezistencën e betonit në tërheqje (R_{bt}), linden plasaritje dhe elementi shkatërrohet, shiko figurën 1.

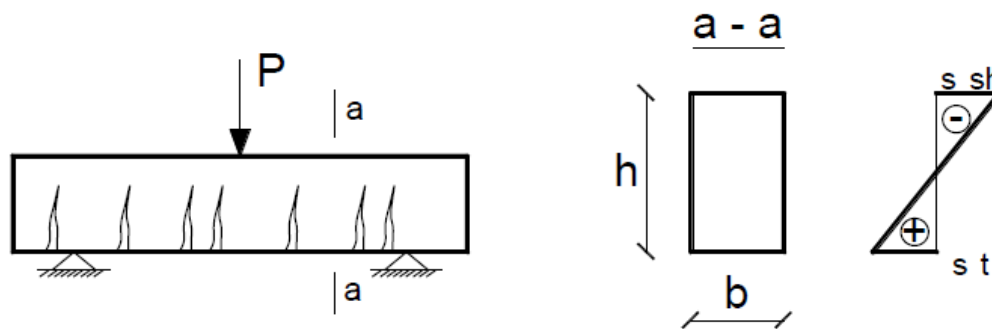


Fig.1 Mënyra e shkatërrimit të një trau prej betoni

Marrim traun e dytë. Në traun e dytë si rezultat i vendosjes së armaturës në zonën e tërhequr shkatërrimi ndodh më vonë dhe për ngarkesë më të madhe se në traun e parë. Edhe në traun e dytë krijohen plasaritje. Vjen një çast kur për një ngarkesë P të caktuar ndodh shkatërrimi, por për një ngarkesë shumë më të madhe se në traun e parë. Kjo për shkak se armatura në zonën e tërhequr përballon ato sforcime tërheqëse që s'është në gjendje t'i përballojë betoni. Në çastin e krijimit të plasaritjeve sforcimet (nderjet) në armaturë janë afërsisht $200-300 \text{ daN/cm}^2$. P.sh. n.q.s kemi përdorur çelik me rezistencë 3600 daN/cm^2 është shfrytëzuar vetëm $1/12$ e rezistencës së tij. N.q.s përdorim çelik me rezistencë 15000 daN/cm^2 është shfrytëzuar vetëm 2% e rezistencës së tij. Kjo gjë përbën një nga anët negative të betonarmesë së zakonshme. Kjo do të thotë se nuk mund të përdoret armaturë çeliku me rezistencë të lartë për arsye të plasaritjeve të mëdha në etapën e shfrytëzimit, të cilat bëhen shkak për ndryshkjen dhe shkatërrimin para kohe të elementit. Kjo kontraditë (kundështi) midis pamunësisë për të përdorur çelique me rezistencë të lartë dhe nivelit të industrisë së çelikut që ofronte produkte të tillë, çoi në lindjen e paranderjes.

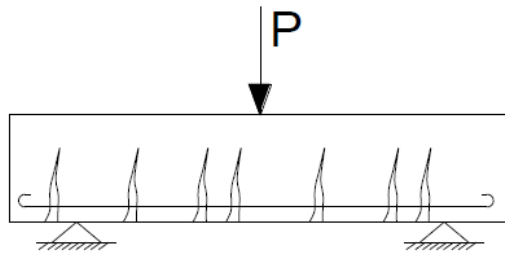


Fig.2 Mënyra e shkatërrimit të një trau betonarme

Në një element betonarme të paranderur sforcimet në armaturë në momentin e lindjes së plasaritjeve të para janë shumë më të mëdha se në elementin e zakonshëm. P.sh për çelik me $R_s = 15000 \text{ daN/cm}^2$ sforcimet janë \approx (afërsisht) 1000 daN/cm^2 . Kjo do të thotë se çeliku shfrytëzohet me efektivitet më të madh .

Le të shohim trauin e tretë. Trau do të punojë shumë mirë në zonën e tërhequr në krahasim me trauin e zakonshëm . Në këtë rast plasaritjet mund të zhduken krejtësisht ose të kufizohen brenda disa kufijve të caktuar , të lejuar. Në këtë mënyrë fitohet një element me karakteristika shumë më të mira se në rastin e elementit të zakonshëm , si për sa takon leverdisshmërisë ekonomike , ashtu edhe faktorëve të tjerë , siç janë rritja e shtangësisë , menjanimi apo kufizimi i plasaritjeve , permirësimi i vetive elastike , etj.

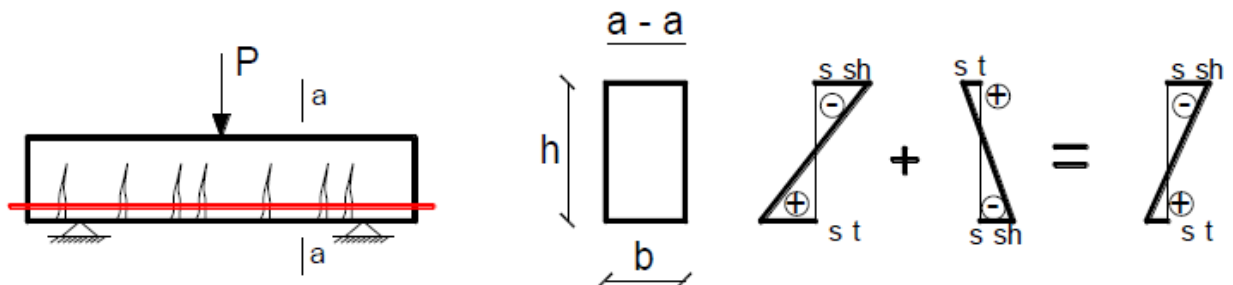


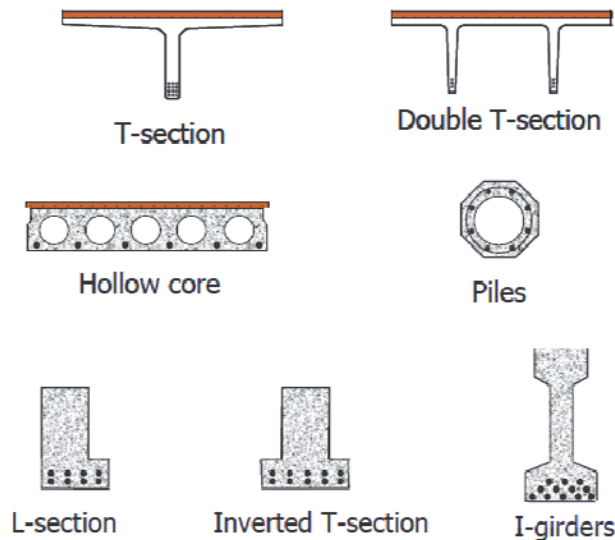
Fig. 3 Mënyra e shkatërrimit dhe gjendja e sforcuar e një trau betonarme të paranderur [3]

Epyra e sforcimeve normale tregon gjendjen e sforcuar prej ngarkesave të jashtme. Siç shihet në figurën 3 , fibrat e poshtme tërhiqen dhe ato të sipërmet shtypen. Epyra e dytë e sforcimeve normale tregon gjendjen e sforcuar prej forcës së paranderjes. Në këtë rast fibrat e poshtme shtypen dhe ato të sipërmet tërhiqen. Epyra e tretë e sforcimeve normale është epyra shumatore e dy të parave. Siç shihet vlerat e sforcimeve normale rezultante , si në tërheqje ashtu edhe në shtypje , janë më të vogla se vlerat përkatëse të epyrës prej forcave të jashtme. Pra paranderja duke krijuar një gjendje të sforcuar të kundërt me atë të forcave të jashtme shkakton zvogëlimin e sforcimeve normale , tërheqëse apo shtypëse.

Edhe trau i tretë (i paranderur) nën veprimin e ngarkesave të jashtme do të plasarit. Më vonë , si rezultat i rritjes së ngarkesës së jashtme vepruese trau do të shkatërrohet. Krijimi i plasaritjeve në këtë tra do të bëhet shumë më vonë dhe për ngarkesa shumë më të mëdha se tek trau i

zakonshëm. Shkatërrimi për të dy trarët ndodh njëkohësisht dhe për të njëjtën ngarkesë të jashtme.

Paranderja nuk rrit aftësinë mbajtëse të elementit në etapën e tretë (etapën e shkatërrimit). Një element betonarme I zakonshëm dhe një I paranderur shkatërrohen në të njëjtën kohë dhe për të njëjtën ngarkesë të jashtme, sigurisht n.q.s do të kenë kushte të njëjta. Pra, do të kenë të njëjtin seksion tërthor, të njëjtën sasi armature, të njëjtën klasë betoni, të njëjtin lloj çeliku. Më poshtë janë paraqitur disa seksione tërthore për elementët e paranderur.



3. FUSHAT E PËRDORIMIT TË ELEMENTËVE BETONARME TË PARANDERUR

- ▶ Paranderja përdoret në elementët që punojnë në tërheqje qendrore si p.sh. Elementët e tërhequr në kapriatat betonarme, tubat e ujit me presion, rezervuaret betonarme rrethore.
- ▶ Përdoret në elementë në përkulje. është fusha kryesore e përdorimit të paranderjes si p.sh soletat dhe trarët me hapësira dhe forma nga më të ndryshmet.
- ▶ Paranderja përdoret në elementët që punojnë në shtypje jashtëqendrore me jashtëqendërsi të madhe. Në këta elementë gjendja e sforcuar dhe mënyra e shkatërrimit u ngjan elementëve që punojnë në përkulje. Duhet thënë që elementët e paranderur në shtypje jashtëqendrore ndeshen rrallë.
- ▶ Paranderja s'përdoret në elementët që punojnë në shtypje qendrore apo në shtypje jashtëqendrore me jashtëqendërsi të vogël sepse sikurse dihet efekti I paranderjes është një efekt shtypës. Kështu shtypjes për shkak të ngarkesës së jashtme do t'i shtohet shtypja për shkak të paranderjes. Si rezultat elementi do të mbingarkohet në mënyrë artificiale.

4. ANËT POZITIVE TË PARANDERJES

- ▶ Paranderja zvogëlon sforcimet tërheqëse që lindin në element për shkak të veprimit të ngarkesave të jashtme.

- ▶ Paranderja zvogëlon dhe sforcimet shtypëse që lindin në element për shkak të veprimit të ngarkesave të jashtme , shiko figurën 3. Epyra e parë e sforcimeve normale i takon ngarkesave të jashtme . Epyra e dytë i takon forcës së paranderjes. Vihet re se për shkak të veprimit të paranderjes epyra e sforcimeve normale është normale e kundërta e sforcimeve prej ngarkesave të jashtme. D.m.th. në zonat që punojnë në tërheqje paranderja shkakton shtypje , në zonat që punojnë në shtypje për shkak të ngarkesës së jashtme paranderja shkakton tërheqje. Siç shikohet si sforcimet tërheqëse edhe ato shtypëse janë zvogëluar në krahasim me rastin kur vepron vetem ngarkesa e jashtme , pra epyra shumatore ka sforcime tërheqëse dhe shtypëse më të vogla se epyra e parë.
 - ▶ Paranderja rrit aftësinë mbajtëse kundrejt forcave prerëse , pasi ndikon drejtpërdrejt në zvogëlimin e sforcimeve (nderjeve) kryesore në tërheqje.
 - ▶ Paranderja rrit aftësinë mbajtëse në element kundrejt plasaritjeve d.m.th. , një element i paranderur plasaritet shumë më vonë dhe për ngarkesa shumë më të mëdha sesa një element betonarme i zakonshëm.
 - ▶ Për të njëjtën ngarkesë të jashtme një element i paranderur plasaritet më pak se një element i zakonshëm, ose nuk plasaritet fare. Si rezultat, elementët e paranderur kanë shtangësi më të madhe se elementët e zakonshëm.
 - ▶ Si rezultat i rritjes së shtangësisë , uljet në element të paranderur janë më të vogla se në një element të zakonshëm.
 - ▶ Si rezultat i zvogëlimit të uljeve me një element të paranderur mund të mbulohen hapësira më të mëdha se me një element të zakonshëm.
 - ▶ Si rezultat i zvogëlimit të uljeve të të njëjtat hapësira mund të mbulohen me seksione tërthore më të vogla se elementët betonarme të zakonshëm.
 - ▶ Si rezultat i përdorimit me efektivitet të çeliqueve dhe betoneve me rezistencë të lartë kemi uljen e sasisë së armaturës dhe zvogëlimin e përmasave të seksionit tërthor gjë që çon në lehtësimin e strukturave dhe në ekonomizimin e tyre.
 - ▶ Si rezultat i përdorimit të çeliqueve dhe betoneve me rezistencë të lartë elementët e paranderur janë cilësorë dhe jetojnë gjatë.
 - ▶ Gjatë prodhimit të elementëve që punojnë në përkulje krijohet një kurbëzim i kundërt me atë që krijohet si rezultat i ngarkesave të jashtme. Kjo gjë shkakton zvogëlimin e uljeve lokale të elementit.
 - ▶ Paranderja përmirëson punën e elementëve që i nënshtrohen ngarkesave ciklike dinamike.
 - ▶ Paranderja shërben si provë për të vërtetuar nëse elementi është llogaritur dhe armuar ashtu siç duhe. Në momentin e zbatimit të forcës së paranderjes elementi ndodhet në gjendjen e tij më të ngarkuar. Nëse elementi e kalon me sukses këtë gjendje atëherë ai është projektuar siç duhet. Kur elementi vendoset në vepër ngarkesat e jashtme i kundërvihet i kundërvihen forcave të paranderjes duke e çliruar dalëngadalë atë.
 - ▶ Paranderja nuk rrit qëndrueshmërinë e strukturave ndaj veprimit të zjarrit.
- E vetmja anë negative e paranderjes është kostoja e saj

5. METODAT E PARANDERJES

Në praktikën e prodhimit të strukturave të paranderura dallohen dy metoda apo sisteme kryesore:

- ▶ Metoda e paranderjes në mbështetje (para betonimit)
- ▶ Metoda e paranderjes në beton (pas betonimit)

Metoda e paranderjes në mbështetje.

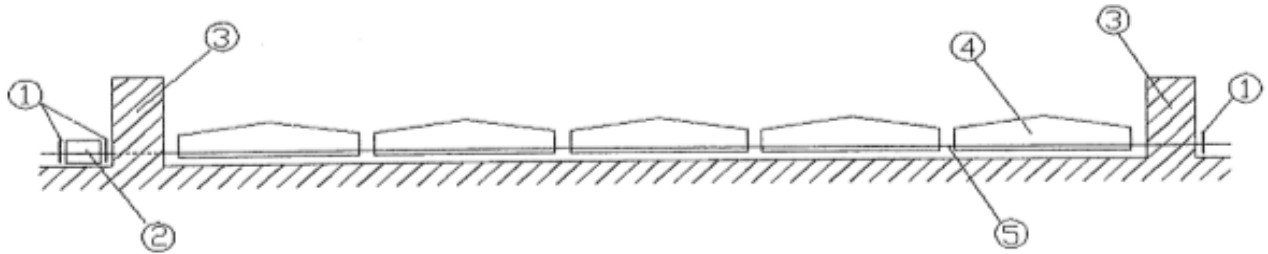


Fig.4 Paranderja në mbështetje e trarëve me dy pjerrësi[5]

- 1- Pajisje kapëse (pyka) 2- Aparati tërheqës 3- Mbështetja 4- Elementi i paranderur
5- Armatura e tërhequr

Shufrat e çelikut që do të tërhiqen kapen në të dy skajet. Njëri prej skajeve kapet me një pajisje



Fig.Paranderje në mbështetje e soletave.

fikse të palëvizshme kurse skaji tjetër me pajisje të lëvizshme. Pajisja e lëvizshme zhvendoset duke I tërhequr shufrat. Si rezultat i kësaj lëvizjeje shufrat zgjaten me një gjatësi Δl të përcaktuar më parë. Ky deformim i armaturës bën që në të të lindin sforcime tërheqëse. Pas kësaj betonohen elementët. Presim derisa marka apo klasa e betonit 70-75 % të markës apo klasës përfundimtare , $R_0=(70-75\%)R$. R_0 është klasa e betonit e zbatimit të forcës së paranderjes. Pasi betoni arrin R_0 armatura lëshohet. Armatura e tërhequr (e zgjatur) kërkon të shkojë në vend (të shkurtohet). Si rezultat i këtij shkurtimi shkaktohet një forcë shtypëse në elementin e paranderur. Transmetimi i

forcës së paranderjes nga armatura në beton realizohet si rezultat i forcave të kohezionit që krijohen në zonën e kontaktit beton-armaturë. Në figurën 4 tregohet paranderja e elementëve trarë me dy pjerrësi me metodën e parë , ndërsa në figurën 5 tregohet paranderja e kapriatave betonarme.

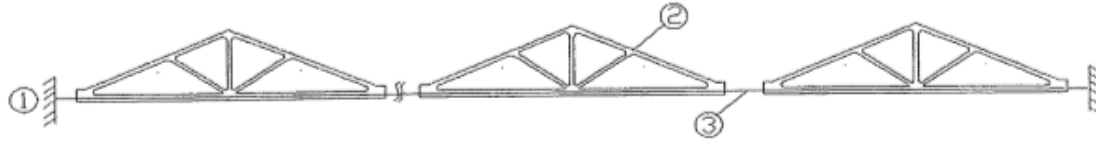


Fig.5 Parandërja në mbështetje e kapriatave[5]

1- Mbështetje e ankorimit 2- Kapriata betonarme 3- Armatura e tërhequr

Anët pozitive të kësaj metode janë:

- ▶ Lejon betonimin e njëkohshëm të disa elementëve.
- ▶ S'ka nevojë për pajisje të posaçme (kapëse apo fiksuese)
- ▶ Transmetimi i forcës së parandërjes nga armatura në beton realizohet me anë të forcave të kohezionit që veprojnë gjatë gjithë sipërfaqes së kontaktit beton-armaturë. Për pasojë ky transmetim është i qetë dhe i njëtrajtshëm , pa përqëndrim forcash apo sforcimesh.

Anët negative të kësaj metode janë:

- ▶ Sipas kësaj metode trajektorja e armaturës është detyrimisht një drejtëz (vijëdrejtë).

Metoda e parandërjes në beton.

Fillimisht betonohet elementi. Në vende të përcaktuara me kujdes , brenda trupit të elementit , lihen disa tuba plastike dhe metalike të cilët quhen kanalformues, shiko figurën 6.



Fig. 6 Kanalformuesit[2]

Brenda këtyre tubave do të futet armatura që do të tërhiqet. Pasi marka apo klasa e betonit ka arritur R_0 fiksojmë njërin skaj të armaturës dhe tërheqim skajin tjetër. Si rezultat i tërheqjes

armatura zgjatet me një Δl të përcaktuar që më parë. Pas këtij procesi fiksohet armatura dhe nëpërmjet pajisjeve të posaçme kapëse mbi elementin betonarme vepron një forcë shtypëse, që është forca e paranderjes. Në kanal injektohet llaç çimento me markë të lartë për të siguruar një lloj kohezioni sado të vogël midis armaturës dhe faqeve të kanalformuesit, si edhe për të ruajtur armaturën nga ndryshkja.

Anët pozitive të kësaj metode janë:

- ▶ Trajektorja e armaturës së pararendur mund të jetë e çfardoshme, e ndryshme nga drejtëza.
- ▶ Paranderja mund të kryhet direkt në vepër.

Anët negative të kësaj metode janë:

- ▶ Pajisjet kapëse janë të shtrenjta dhe mund të përdoren vetëm një herë.
- ▶ Transmetimi i forcës së paranderjes nga armatura në beton bëhet vetëm nëpërmjet pajisjeve kapëse. Në zonat pranë e këtyre pajisjeve kemi përqëndrime shumë të mëdha sforcimesh. Për këtë arsye këto zona llogariten më vete dhe në to vendosen armaturë shtesë.



Foto.Paranderje ne beton, tra ure[2]

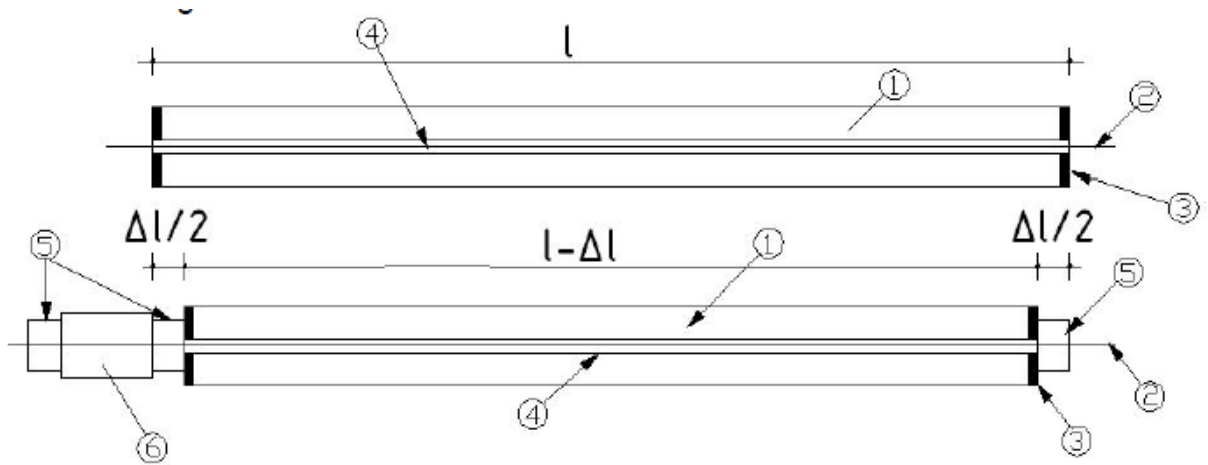


Fig.7 [5] Paranderja në beton 1- Elementi betonarme 2- Armaturë e tërhequr (paranderur) 3- Pllaka metalike 4- Kanali 5- Pajisjet kapëse (pyka) 6- Aparati tërheqës



Fig. Pykat për kapjen e armaturës.(autori)

6. MATERIALET QË PËRDOREN PËR PRODHIMIN E ELEMENTËVE BETONARME TË PARANDERUR

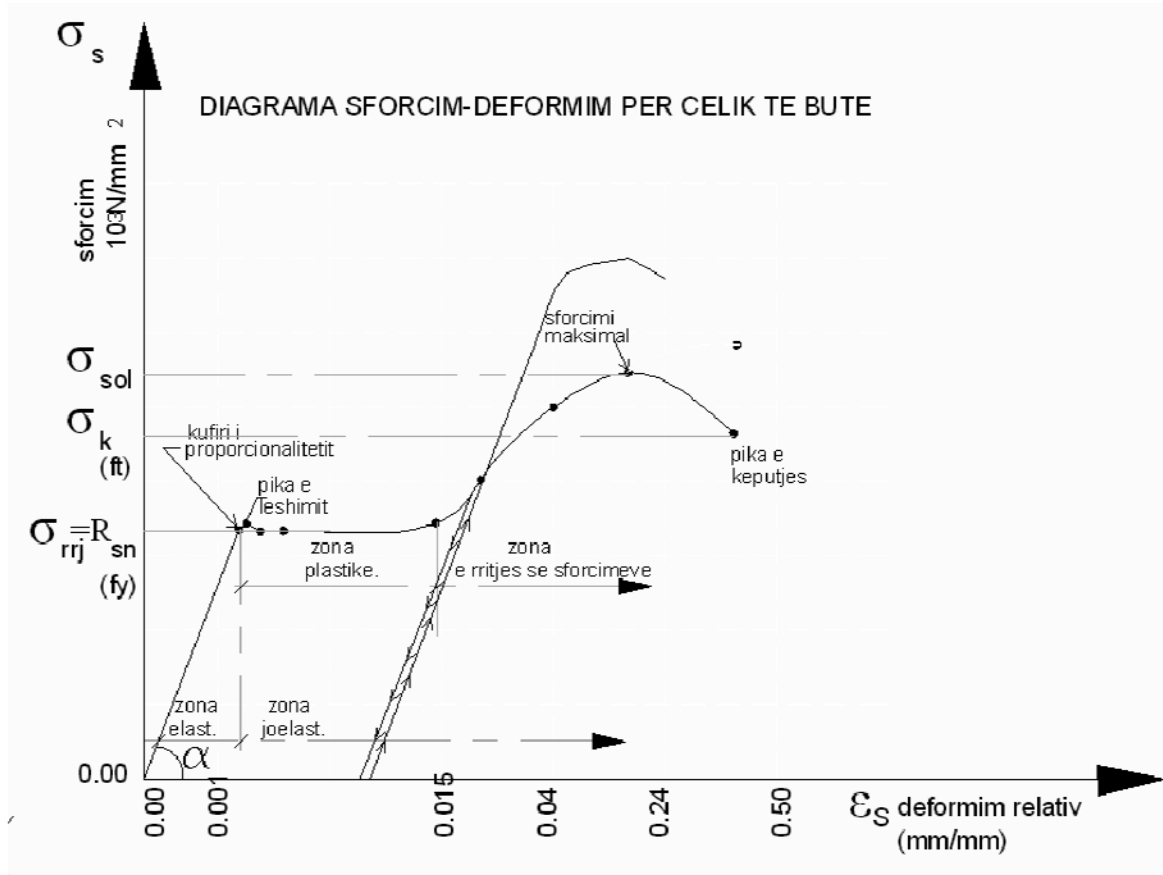
Materialet kryesore për përgatitjen e elementëve betonarme të paranderur janë betoni dhe çeliku.

Që levërdishmëria ekonomike e paranderjes të jetë sa më e lartë është e domosdoshme që të përdoret çelik dhe beton me rezistencë të lartë. Betoni që përdoret është i klasave të larta mbi C25/30 me mbushës të hollë , i vibruar mirë , etj. Armatura që përdoret është çelik me rezistencë të lartë 20000-25000 daN/cm². Armatura më e përdorur është ajo e tipit gërshet pasi siguron një kohezion më të mirë se ajo e shufrave të veçuara.

7. VETITË FIZIKO-MEKANIKE TË ÇELIQEVE PËR PARANDERJE

Struktura e çelikut është kokrrizore e cila vjen si pasojë e përmbajtjes së karbonit në të. Sa më të

Imta të jenë kokrrizat e karbonit aq më të mira janë vetitë fiziko-mekanike të çelikut. Keto veti shprehen me anë të varësisë sforcim-deformim. Në figurën 9 grafiku 1 paraqet marrëdhënien sforcim-deformim për çelikon e butë me kufi të qartë të rrjedhshmërisë. Grafiku 2 paraqet marrëdhënien $\sigma - \varepsilon$ për çeliquet e tërhequra në të ftohtë.

Fig.9 Grafiku $\sigma - \varepsilon$

Siç vihet re nga grafiku 2 në figurën 9, i njëjti çelik por i tërhequr në të ftohtë përfiton veti të reja fiziko-mekanike, rezistencë më të lartë. Kjo për shkak të kalimit në një strukturë më kompakte e më homogjene dhe me deformime mbetëse më të vogla. Kjo dukuri quhet kalitja në të ftohtë apo rirforcim. Akoma më shumë rritet aftësia mbajtëse e çelikut në qoftë se, krahas tërheqjes, bëhet edhe kalibrimi i çelikut. Në ish fabrikën e gozhdeve dhe bulonave në Kavajë, apo në ish Kombinatin "J.Pashko" në Tiranë, shufrat e çelikut me diametër 4 apo 5 mm, kaloheshin në filiera të cilat bënin kalibrimin e tyre, duke përfutur çelique me rezistencë më të madhe deri në 7000 daN/cm^2 dhe pothuajse pa kufi rrjedhshmërie. Në qoftë se pas kalimit në të ftohtë çeliku lihet i qetë për 10-15 ditë atëherë në të ndodh e ashtuquajtura dukuri e plakjes. Dukuritë e rirforcimit dhe të plakjes përdoren për të përfutur çelique me veti fiziko-mekanike të përmirësuara.

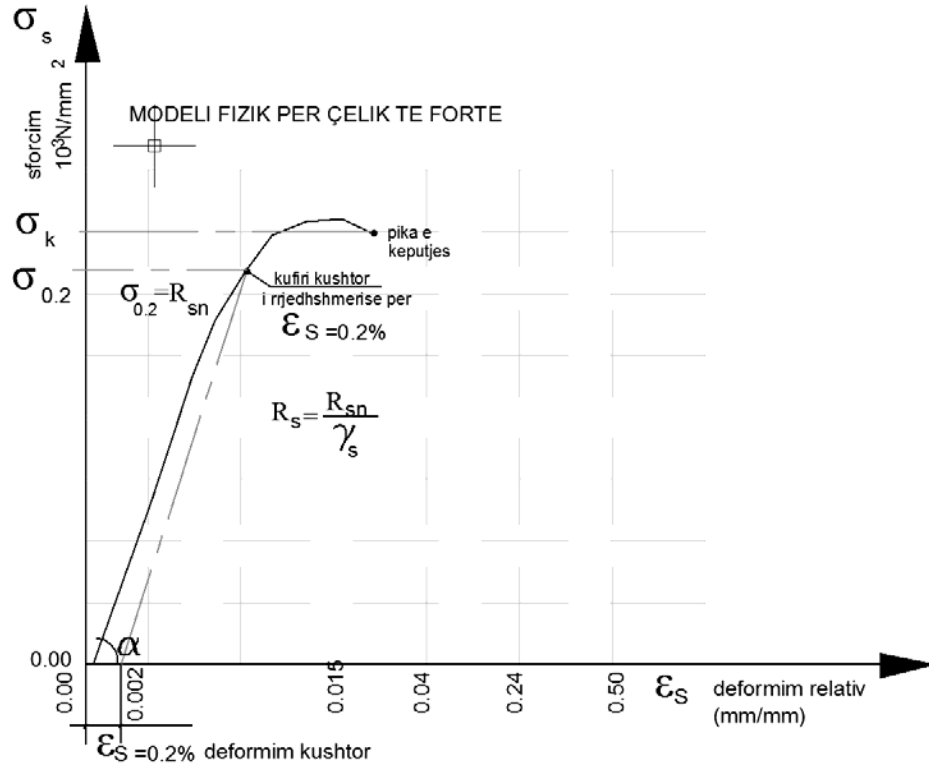


Fig.10 Grafiku σ – ε për çelik të fortë

Siç vihet re nga grafiku i figurës 11 , çeliquet e fortë nuk kanë zonë rrjedhshmërie. Si i tillë pranohet kufiri kushtor i rrjedhshmërisë , i cili i përket asaj gjendje të sforcuar (të nderë) për të cilën në kampionin që provohet gjendet një deformim mbetës 0.2% e deformimit kufitar.

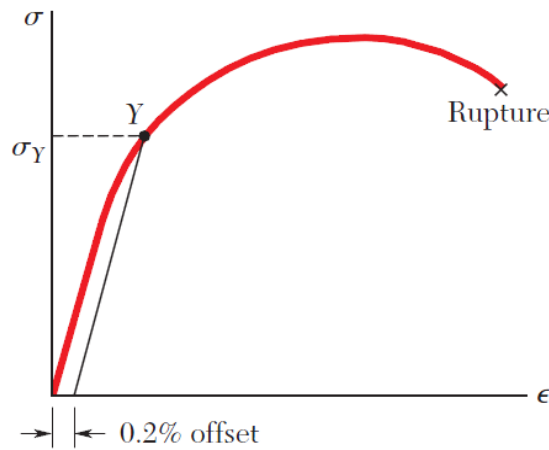


Fig.11 Grafiku σ – ε ,ndërprejja e paraleles 0.2% ε ,me grafikon.

8 . KLASIFIKIMI I ELEMENTËVE TË PARANDERUR SIPAS MËNYRËS SË ANKERIMIT

Sipas këtij kriteri klasifikimi , elementët e paranderur I ndajmë në tre grupe :

- 1 – Elementë të paranderur me vetëankerim të plotë .
- 2 - Elementë të paranderur me vetëankerim të pjesshëm.
- 3 – Elementët të paranderur pa vetëankerim

Në rastin e parë transmetimi i forcës së paranderjes kryhet vetëm si rezultat i kohezionit beton-armaturë. Në këtë grup bëjnë pjesë elementet e paranderur sipas metodës së parë (metoda e paranderjes në mbështetje).

Në grupin e dytë , transmetimi i forcës së paranderjes nga armatura në beton realizohet pjesërisht nga kohezioni beton – armaturë dhe pjesërisht me ndihmën e pajisjeve kapëse.

Në grupin e tretë transmetimi i forcës së paranderjes nga armatura në beton realizohet vetëm me ndihmën e pajisjeve të posaçme kapëse.

Duke patur parasysh atë që u tha më sipër mund të themi se klasifikimi bëhet mbi bazën e mënyrës së transmetimit të forcës nga armatura në beton.

KAPITULLI II

1.KARAKTERISTIKAT GJEOMETRIKE DHE INERCIALE TË PRERJES TË NJË ELEMENTI BETONARME TË PARANDERUR

Fillimisht shndërrojmë prerjen tërthore faktike të elementit betonarme në një prerje tërthore të njëvlershme (të redukojmë) vetëm prej betoni. Kështu nga sa më sipër del se sipërfaqja e prerjes tërthore të njëvlershme të elementit vetëm prej betoni gjendet me shprehjen :

$$A_{red} = A_{ideal} = A_b + \nu A_{sp} + \nu A'_{sp} + \nu' A_s + \nu' A'_s \quad (1)$$

Në shprehjen (1) sipërfaqja e armaturës kthehet në një sipërfaqe ekuivalente betoni. Tashmë s'do kemi një element të përbërë nga betoni dhe armatura por thjesht një element betoni.

$$\nu = \frac{E_{sp}}{E_b} \quad ; \quad \nu' = \frac{E_s}{E_b} \quad (2)$$

E_{sp} – moduli i elasticitetit të armaturës së paranderur

E_s – moduli i elasticitetit të armaturës së zakonshme

E_b – moduli i deformimit të betonit

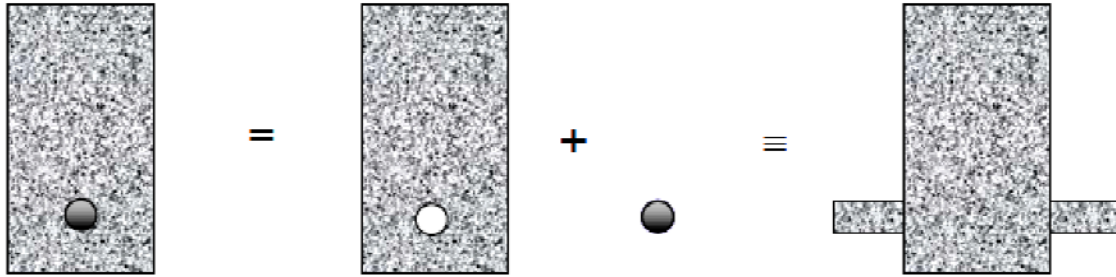
A_b – sipërfaqja e betonit duke i hequr dobësimet prej kanalformuesve (nqs ka të tillë)

A_{sp} – sipërfaqja e armaturës së paranderur e vendosur në zonën e tërhequr të elementit , shiko figurën 1.

A'_{sp} – sipërfaqja e armaturës së paranderur e vendosur në zonën e shtypur të elementit , shiko figurën 1.

A_s – sipërfaqja e armaturës së zakonshme e vendosur në zonën e shtypur të elementit , shiko figurën 1.

A'_s – sipërfaqja e armaturës së zakonshme e vendosur në zonën e shtypur të elementit , shiko figurën 1.



(3)

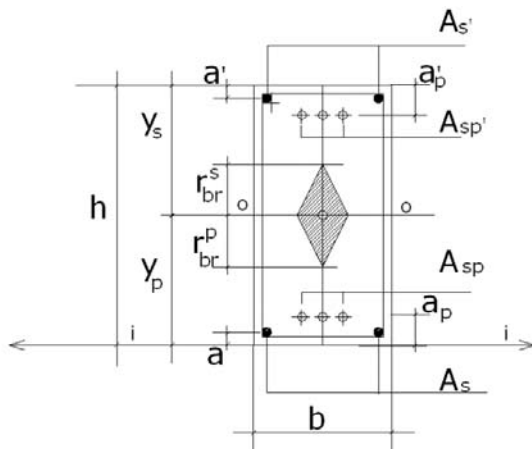
$$S_{red}^{i-i} = bh \frac{h}{2} + v' A'_s (h - a') + v A'_{sp} (h - a'_p) + v A_{sp} a_p + v' A_s a_p$$

$$y_p = \frac{S_{red}^{i-i}}{A_{red}} \quad (4)$$

$$y_s = h - y_p \quad (5)$$

Momenti i inercisë kundrejt O-O :

$$I_{red}^{o-o} = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_p \right)^2 + v' A'_s (y_s - a')^2 + v A'_{sp} (y_s - a'_p)^2 + v A_{sp} (y_p - a_p)^2 + v' A_s (y_p - a)^2 \quad (6)$$



$$W_p^{red} = \frac{I_{red}^{o-o}}{y_p} \quad ; \quad W_s^{red} = \frac{I_{red}^{o-o}}{y_s} \quad ; \quad r_{berth}^{sip} = \frac{W_p^{red}}{A_{red}} \quad ; \quad r_{berth}^{pas} = \frac{W_s^{red}}{A_{red}} \quad (7)$$

2. LLOGARITJA E SFORCIMEVE NË BETON DHE ARMATURË PËR SHKAK TË VEPRIMIT TË PARANDERJES DHE FORCAVE TË JASHTME

Për të përcaktuar sforcimet në beton dhe armaturë do të bazohemi në fazën elastike të punës së elementit pa marrë parasysh deformimet plastike. Do të pranojmë një shpërndarje të sforcimeve në përpjestim të drejtë me deformimet , d.m.th do të pranojmë ligjin e Hukut.

Nën veprimin e forcës së paranderjes të shmangur nga qendra e rëndesës me " e_{0i} " elementi punon në shtypje me përkukje. Kështu sforcimet në beton në një pikë të çfarëdoshme të prerjes tërthore të elementit , nga veprimi i forcës së paranderjes do të jenë :

$$\sigma_b = -\frac{N_{0i}}{A_{red}} \pm \frac{N_{0i}e_{0i}}{I_{red}^{o-o}} * y \quad (8)$$

Në qoftëse jashtëqendërsia " e_{0i} " e forcës së paranderjes është zero , atëherë sforcimet në beton gjenden me formulën:

$$\sigma_b = -\frac{N_{0i}}{A_{red}} \quad (9)$$

Në këtë rast nën veprimin e forcës së paranderjes elementi punon në shtypje të pastër. Kjo ndodh atëherë kur , $A_{sp} = A'_{sp}$; $A_s = A'_s$; $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp}$ dhe $\sigma_s = \sigma'_s$.

$$N_{0i} = A_{sp}\sigma_{sp} - A_s\sigma_s + A'_{sp}\sigma'_{sp} - A'_s\sigma'_s \quad (10)$$

N_{0i} është forca e paranderjes pasi kanë ndodhur humbjet e "i"-ta , $i=1,2$

$$\sigma_b = \frac{M \cdot y}{I_{red}^{o-o}} \quad \sigma_{b=A_{sp}} = \frac{M \cdot (y_p - a_p)}{I_{red}^{o-o}} \quad \sigma_{sp} = \nu \cdot \sigma_{b=A_{sp}} \quad (12)$$

Simboli $\sigma_b \equiv A_{sp}$ tregon sforcimet në beton në fibrat që i korrespondojnë qendrës së rëndesës së armaturës A_{sp} .

σ_b – janë sforcimet në armaturën A_{sp}

(13)

$$\sigma_{b \equiv A'_{sp}} = \frac{M \cdot (y_s - a'_p)}{I_{red}^{o-o}} \quad \sigma'_{sp} = \nu \cdot \sigma_{b \equiv A'_{sp}}$$

Shenja (-) tregon që sforcimet janë shtypëse.

Simboli $\sigma_b \equiv A'_{sp}$ tregon sforcimet në beton në fibrat që i korrespondojnë qendrës së rëndesës së armaturës A'_{sp} .

σ'_b – janë sforcimet në armaturën A'_{sp}

M – momenti përkulës prej ngarkesave të jashtme

y – largësia e fibrave ku po llogariten sforcimet në beton , nga boshti I qendrës së rëndesës.

• Elementët që punojnë në shtypje me përkulje

Në këtë rast , sforcimet në beton në fibrat e larguara me madhësinë (y) nga boshti O-O, I cili

$$\sigma_b = -\frac{N}{A_{red}} \pm \frac{Ne_0\eta}{I_{red}^{o-o}} y \quad (14)$$

kalon nga qendra e rëndesës , gjenden me formulën :

N – forca shtypëse prej ngarkesave të jashtme

e_0 – jashtëqendërsia e kësaj force kundrejt boshtit që kalon nga qendra e rëndesës , $e_0 = M/N$

M – momenti përkulës prej ngarkesave të jashtme

η – koefiçenti i përkuljes gjatësore

Sforcimet në beton në fibrat që i korrespondojnë qendrave të rëndesës së armaturave A_{sp}

dhe A'_{sp} janë :

$$\sigma_{b=A_{sp}} = -\frac{N}{A_{red}} + \frac{Ne_o\eta \cdot (y_p - a_p)}{I_{red}^{o-o}} \quad \sigma_{b=A'_{sp}} = -\frac{N}{A_{red}} - \frac{Ne_o\eta \cdot (y_s - a'_p)}{I_{red}^{o-o}} \quad (15)$$

(16)

$$\sigma_{sp} = U \cdot \sigma_{b=A_{sp}} \quad \sigma'_{sp} = U \cdot \sigma_{b=A'_{sp}}$$

σ_{sp} dhe σ'_{sp} janë sforcimet në armaturat A_{sp} dhe A'_{sp}

σ_s dhe σ'_s janë sforcimet në armaturat A_s dhe A'_s

• Elementët që punojnë në shtypje qëndrore (të pastër)

$$N_{oi} = A_{sp}\sigma_{sp} - A_s\sigma_s + A'_{sp}\sigma'_{sp} - A'_s\sigma'_s$$

$$e_{oi} = \frac{-A_s\sigma_s(y_p - a) + A_{sp}\sigma_{sp}(y_p - a_p) - A'_{sp}\sigma'_{sp}(y_s - a'_p) + A'_s\sigma'_s(y_s - a')}{N_{oi}} \quad (10)$$

y – largësia nga qendra e rëndësës deri në pikën ku po llogariten sforcimet

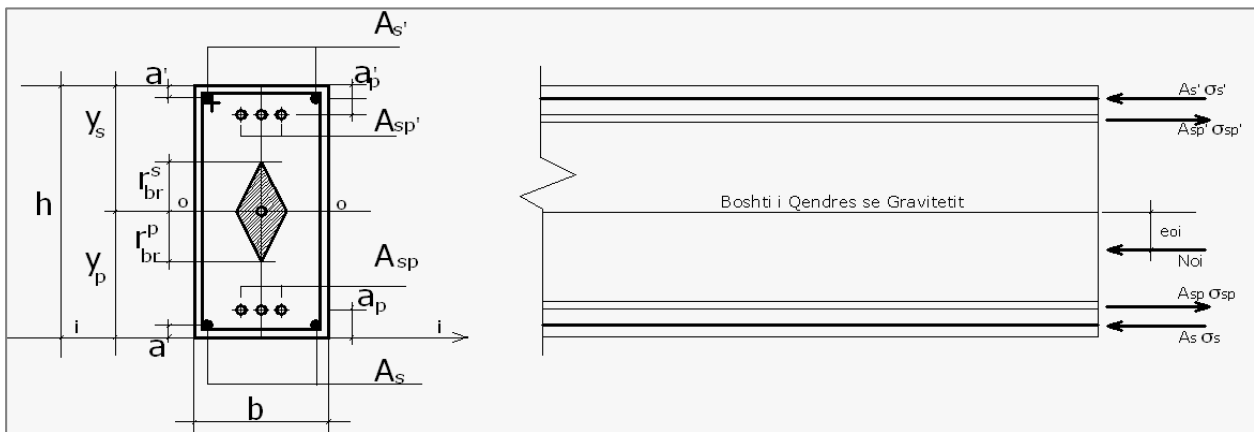


Fig. 2

Le të gjejmë tani sforcimet në beton në fibrat që i korespondojnë qendrave të rëndesës së armaturave A_{sp} dhe A'_{sp} prej forcës së paranderjes. Me anë të formulës (8) duke zëvendësuar në të $y = y_p - a_p$ gjejmë sforcimet në beton në fibrat që i korespondojnë qendrës së rëndesës së armaturës A_{sp} . Po me këtë formulë duke zëvendësuar $y = y_s - a'_p$ gjejmë sforcimet në beton në fibrat që i korespondojnë qendrës së rëndesës së armaturës A'_{sp} .

Sforcimet në armaturat A_{sp} dhe A'_{sp} gjenden me formulat:

$$\sigma_{sp} = \gamma_t (\sigma_0 - \sigma_{hi}) \text{ dhe } \dots \sigma'_{sp} = \gamma_t (\sigma'_0 - \sigma'_{hi}) \quad (11)$$

Në shprehjen (11) kemi :

γ_t – koeficienti i saktësisë së tërheqjes së armaturës

σ_0 – sforcimet fillestare në armaturën A_{sp}

σ'_0 – sforcimet fillestare në armaturën A'_{sp}

σ_{hi} – humbjet e i-ta në armaturën A_{sp}

σ'_{hi} – humbjet e i-ta në armaturën A'_{sp}

Përfunduar përcaktimin e sforcimeve në beton dhe armaturë për shkak të forcës së paranderjes .
Le të bëjmë të njëjtën gjë por tashmë për shkak të forcave të jashtme vepruese.

● Elementët që punojnë në përkulje të pastër

$$\sigma_b = -\frac{N}{A_{red}} \quad ; \quad \sigma_{sp} = \nu \sigma_b \quad (17)$$

N – forca shtypëse prej ngarkesave të jashtme

- Elementët që punojnë në tërheqje qëndrore (të pastër)

$$\sigma_b = \frac{N}{A_{red}} \quad ; \quad \sigma_{sp} = \nu \sigma_b \quad (18)$$

N – forca tërheqëse prej ngarkesave të jashtme

- Elementët që punojnë në tërheqje me përkulje

$$\sigma_b = \frac{N}{A_{red}} \pm \frac{Ne y}{I_{red}^{o-o}} \quad (19)$$

(20)

$$\sigma_{b \equiv A_{sp}} = \frac{N}{A_{red}} + \frac{Ne \cdot (y_p - a_p)}{I_{red}^{o-o}}$$

$$\sigma_{sp} = \nu \cdot \sigma_{b \equiv A_{sp}} \quad (21)$$

Pasi përcaktuar sforciet në beton dhe armaturë për shkak të forcës së paranderjes dhe të forcave të jashtme, duke zbatuar parimin e pavarësisë së veprimit të forcave jemi në gjendje që të llogaritim në çdo rast sforcimet në beton dhe armaturë.

3. GJATËSIA E ANKORIMIT

Siç dihet në rastin e paranderjes në mbështetje transmetimi i forcës së paranderjes nga armatura në beton bëhet me ndihmën e forcave të kohezionit që krijohen në zonat e kontaktit beton-armaturë. Eksperimentet kanë treguar se për tu arritur kohezioni i plotë beton-armaturë nevojitet një gjatësi e caktuar që quhet gjatësi ankorimi. Siç duket nga fig.3, sforcimet në armaturën e

paranderur në ballin e elementit kanë vlerën zero. Kohezioni I saj me betonin pothuajse nuk egziston fare. Pastaj sforcimet rriten sipas një ligji drejtvizor (të pranuar) deri në madhësinë σ_{spl} , në largësinë l_a nga mbështetja. Me lëvizjen nga skaji në drejtim të thellësisë së tij fillon të krijohet kohezioni beton-armaturë sipas një ligji pak a shumë drejtvizor. Pas një gjatësie l_a kohezioni është krijuar plotësisht dhe sforcimet në armaturë janë σ_{spl} . Pra që armatura të punojë me sforcimin e plotë σ_{spl} është e domosdoshme që ajo të jetë e kapur në gjatësinë l_a . Në zonën pranë skajit të elementit armatura e paranderur merr formën e një pyke, siç tregohet në figurë, duke ushtruar një presion shtesë shtypës në beton. Pas një largësie l_a nga cepi armatura merr formën e saj normale. Madhësia l_a quhet gjatësi ankorimi.

Gjatësia e ankerimit l_a varet nga diametri i shufrave, nga lloji, i sipërfaqes anësore të saj, nga forca e paranderjes, nga klasa e betonit etj. Sa më i madh të jetë diametri i shufrës aq më e madhe forca e paranderjes. Për pasojë kohezioni beton-armaturë është më i vështirë për tu vendosur, gjë që çon në rritje e l_a . N.q.s. Armatura e përdorur është e tipit gërshet sipërfaqja anësore e saj është më e madhe se armatura në formë shufrash për të njejtin seksion. Rritja e sipërfaqes anësore çon në rritjen e sipërfaqes në kontaktin beton-armaturë, përmirëson kohezionin, zvogëlon l_a . Sa më e madhe klasa e betonit aq më i madh kohezioni beton-armaturë, aq më e vogël l_a .

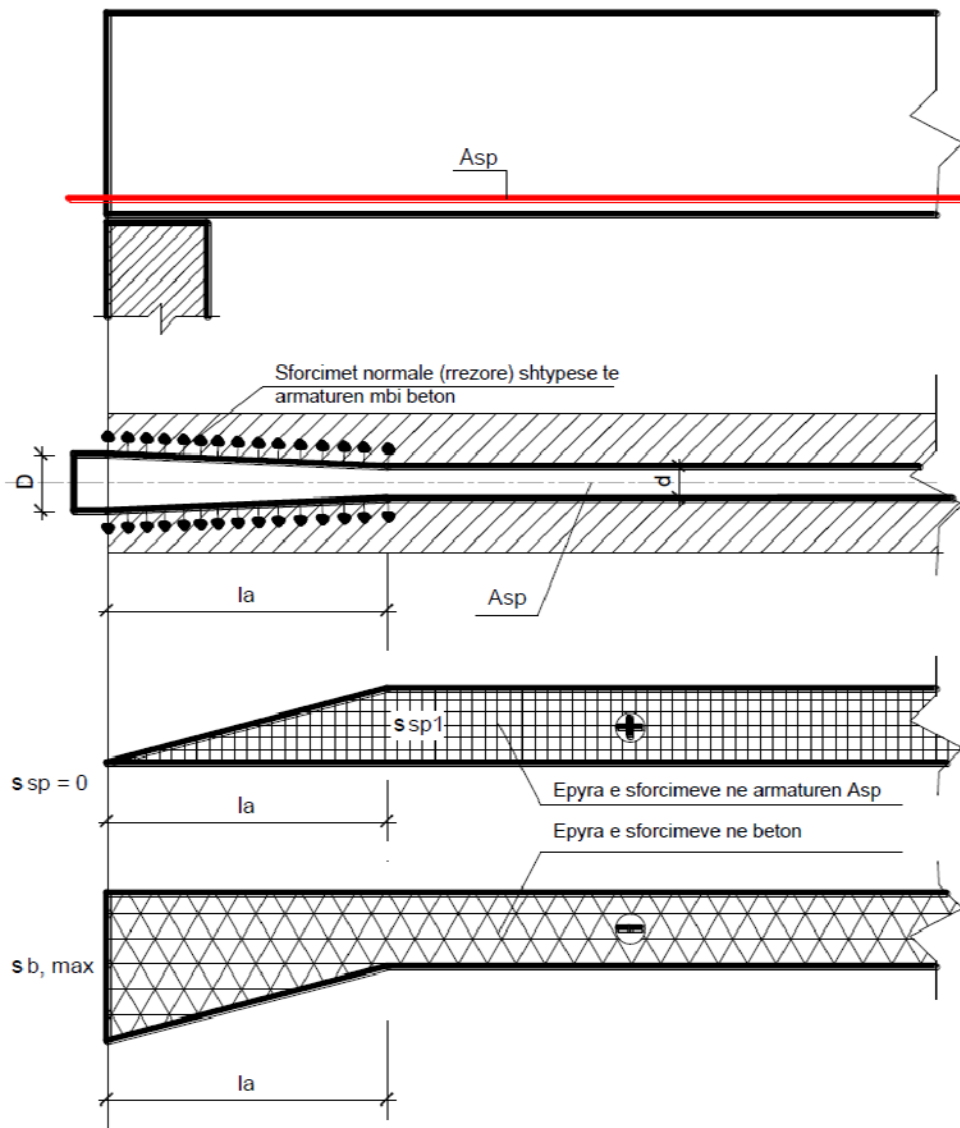


Fig. 3[3]

Formula për llogaritjen e l_a :

$$l_a = k_a * d \quad \sigma_{spl} = \sigma_{01} = 10000 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$l_a = k_a * \frac{\sigma_{spl}}{10000} * d$$

$$\text{për } \sigma_{spl} = \sigma_{01} < 10000 \text{ daN} / \text{cm}^2 \quad (22)$$

$$l_a = k_a * d + 3 \frac{\sigma_{spl} - 10000}{R_0} \quad \text{për } \sigma_{spl} = \sigma_{01} > 10000 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

k_a – koefiçent që merret në tabelë dhe që varet nga lloji i shhufres dhe nga klasa e betonit

$\sigma_{spl} = \sigma_{01} \rightarrow$ sforcimet në armaturën e paranderur pasi kanë ndodhur humbjet e para.

4. Ç'JANË SFORCIMET FILLESTARE? Ç'JANË HUMBJET?

Sforcimet fillestare të kontrolluara σ_0 janë sforcimet që shkaktohen në armaturë gjatë tërheqjes së saj.

Pas përfundimit të tërheqjes, pra pasi kemi shkaktuar në armaturë sforcimet σ_0 , si rezultat i disa proceseve të caktuara fiziko-mekanike sforcimet në armaturë ulen (bien). Për këtë arsye σ_0 , quhen sforcime fillestare. Gjatë tërheqjes sforcimet në armaturë kontrollohen në çdo moment të kohës me disa mjete të posaçme. Për këtë arsye quhen dhe sforcime të kontrolluara. Zakonisht për çelique me rezistencë të lartë pranohet:

$$\sigma_0 = (0.65 \div 75) R_{sp}^n \quad (23)$$

Ndërsa për çelique me rezistencë të ulët :

$$\sigma_0 = (0.9 \div 1.0) R_{sp}^n \quad (24)$$

Dukuria e rënies së sforcimeve në armaturë për shkak të faktorëve fiziko-mekanike quhet dukuria e humbjeve.

Madhësia e sforcimeve me të cilat zvogëlohet σ_0 shenohet me σ_h dhe quhen sforcime të humbura ose humbje të paranderjes.

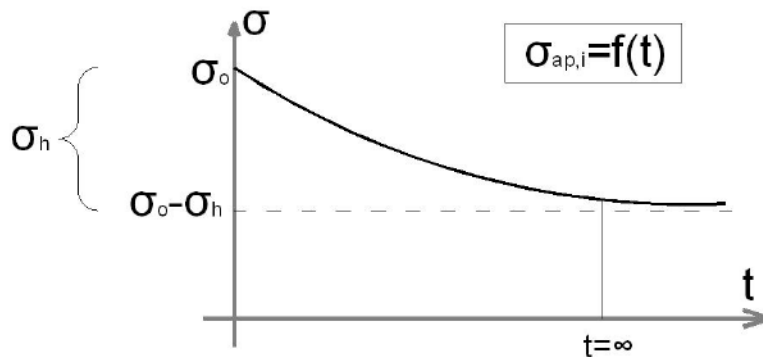


Fig. 4

5. HUMBJET E SFORCIMEVE NË ARMATURËN E PARANDERUR

• Humbjet σ_1

Këto krijohen si rezultat i tkurrjes së betonit. Gjatë ngurtësimit të tij betoni zvogëlon vëllimin (tkurret). Gjatë tkurrjes betoni, meqenëse është krijuar kohezioni beton-armaturë, merr me vete edhe armaturën duke e shkurtuar atë. Ky shkurtim i armaturës çon në zvogëlimin e sforcimeve në të me një madhësi σ_1 . Vlera e σ_1 gjendet në tabelë në varësi të klasës së betonit dhe llojit të paranderjes.

• Humbjet σ_2

Këto shkaktohen nga fenomeni i deformkohës. Deformkoha është dukuria e shkurtimit të betonit i cili ndodhet nën veprimin e një force shtypëse konstante në madhësi, por të vazhdueshme në kohë. Forca shtypëse e paranderjes është e pranishme në element gjatë gjithë jetës së tij. Kjo forcë shkakton një shkurtim të betonit. Betoni gjatë shkurtimit merr me vete dhe armaturën duke e shkurtuar atë, gjë që çon në rënien e sforcimeve të armatures me një madhësi σ_2 .

Formulat :

- paranderje në mbështetje

$$\sigma_0 \leq 0.5R_0$$

$$\sigma_2 = k * v \frac{R}{R_0} \sigma_b \quad (25)$$

k → koeficient që merret në tabelë

v → E_{sp}/E_b

R → marka , klasa e betonit

R_0 → marka , klasa e betonit në momentin e zbatimit të forcës së paranderjes

σ_b → sforcimet në beton

- paranderja në mbështetje $\sigma_b > 0.5R_0$

$$\sigma_2 = k * v \frac{R}{R_0} \left[\sigma_b + 3R_0 \left(\frac{\sigma_b}{R_0} - 0.5 \right) \right] \quad (26)$$

. paranderja në beton $\sigma_b > 0.5R_0$

$$\sigma_2 = 0.75 * k * v \frac{R}{R_0} \left[\sigma_b + 3R_0 \left(\frac{\sigma_b}{R_0} - 0.5 \right) \right] \quad (27)$$

. paranderja në beton $\sigma_b \leq 0.5R_0$

$$\sigma_2 = 0.75 * k * v \frac{R}{R_0} \sigma_b \quad (28)$$

• Humbjet σ_3

Këto krijohen si rezultat i dukurisë së reaksionit. Gjatë kësaj dukurie një pjesë e deformimeve elastike që pëson armatura kthehet në deformimr plastike mbetëse. Si pasojë jo e gjithë madhësia Δl me të cilën ne kemi tërhequr armaturën rikuperohet pas lëshimit të saj. Një pjesë e Δl kthehet në deformim plastik ose mbetës për armaturën. Kështu lindin humbjet σ_3 .

- për armaturë me rezistencë të lartë , në formë fijesh , gërsheti , etj.

$$\sigma_3 = (0.27 \frac{\sigma_0}{R_{sp}^0} - 0.1) * \sigma_0 \quad (29)$$

- për armaturë me rezistencë të ulët , në formë shufrash të trasha

$$\sigma_3 = 0.4(0.27 \frac{\sigma_0}{R_{sp}^0} - 0.1) * \sigma_0 \quad (30)$$

• Humbjet σ_4

Këto shkaktohen si rezultat i deformimeve të pajisjeve kapëse (pykave , ankerave etj.). Pajisjet kapëse nën veprimin e forcës së paranderjes deformohen. Ky deformim çon në lëshimin (mosfiksimin absolut të armaturës) , për pasojë një pjesë e forcës së paranderur nuk i transmetohet elementit duke shkaktuar humbjet σ_4 .

$$\sigma_4 = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{l} * E_{sp} \quad (31)$$

$$\lambda_1 = \lambda_2 = 1 \text{ mm}$$

$\lambda_1, \lambda_2 \rightarrow$ deformimet e dy pajisjeve kapëse në të dy skajet e elementit

$l \rightarrow$ largësia midis pajisjeve kapëse (pykave), gjatësia e elementit

• Humbjet σ_5

Këto shkaktohen si rezultat i fërkimit të armaturës me faqet e brendshme të kanalformuesit.

Natyrisht σ_5 ndeshet vetëm me elementin e paranderur në beton ku janë përdorur kanalformuesit.

$\sigma_5 = 0$ në rastin e elementit të paranderur në mbështetje. σ_5 është më e madhe në rastet e trajektoreve të kurbëzuara të armaturës së paranderur në krahasim me ato vijëdrejta.

Për të nxjerrë formulën e llogaritjes së humbjeve σ_5 do të veprojmë si më poshtë . Le të marrim në studim një pjesë të lakuar të armaturës së paranderur. Për shkak të kësaj forme kjo armaturë ushtron në faqen e kanalformuesit një presion mesatar rrezor të barabartë me :

$$p = \frac{N}{R} \quad (32)$$

ku : N- forca tërheqëse në armaturë në një seksion të çfarëdoshëm

R- rrezja e kurbaturës

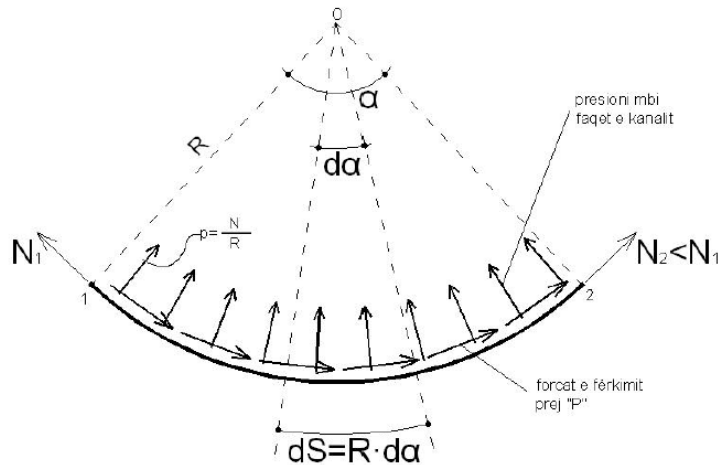


Fig.5[3]

Në figurën 5 është treguar një pjesë e kurbëzuar e armaturës së paranderur. N1 dhe N2 janë forca të paranderjes në pikën fillestare dhe përfundimtare. N1 më e madhe se N2 si pasojë e pranisë së forcave të fërkimit. Rënia elementare e forcës së paranderjes dN është e barabartë por me kah të kundërt me forcën e fërkimit dT:

$$dN = -dT \quad dT = R * p * f * d * \alpha$$

f- koefiçenti i fërkimit

$$dT = R * d * \alpha * \frac{N}{R} * f$$

$$dN = -dT = -fNd\alpha$$

$$dN / N = -fd\alpha$$

$$\int_{N_1}^{N_2} \frac{dN}{N} = - \int_0^a fd\alpha \Rightarrow \ln N \Big|_{N_1}^{N_2} = -f\alpha \Big|_0^a$$

$$\ln \frac{N_2}{N_1} = -f\alpha \Rightarrow \frac{N_2}{N_1} = e^{-f\alpha} \Rightarrow N_2 = N_1 e^{-f\alpha}$$

$$\Delta N = N_1 - N_2 = N_1 - N_1 e^{-f\alpha}$$

$$\frac{\Delta N}{\Delta_{sp}} = \frac{N_1}{\Delta_{sp}} (1 - e^{-f\alpha})$$

$$\Delta \sigma = \sigma_0 (1 - e^{-f\alpha}) \quad (34)$$

Duke supozuar se N_1 është forcë e paranderjes në çastin fillestar , forcë me të cilën tërhiqet armatura e paranderur jepet raporti:

$$\frac{N_1}{\Delta_{sp}} = \sigma_0$$

Po të shënojmë me $\Delta \sigma = \sigma_5$ kemi :

$$\sigma_5 = \sigma_0 (1 - e^{-f\alpha}) \quad (35)$$

në rastin e trajektoreve vijëdrejtë formula e σ_5 do të ishte :

$$\sigma_5 = \sigma_0 (1 - e^{-f_1 l}); f_1 \neq f \quad (36)$$

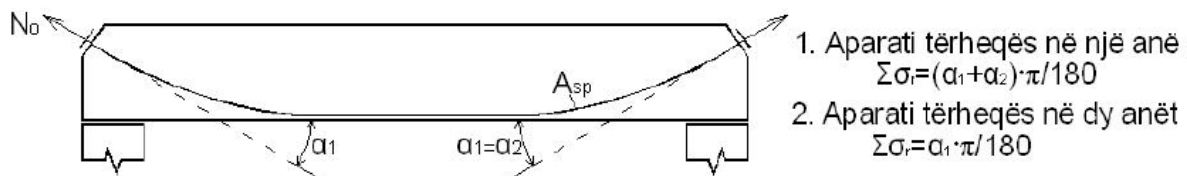
Duke marrë parasysh humbjet në pjesët e kurbëzuara dhe në ato pjesët e drejta humbjet e plota prej fërkimit do të jenë:

$$\sigma_5 = \sigma_0(1 - e^{-f\alpha}) + \sigma_0(1 - e^{-f'l}) \quad (37)$$

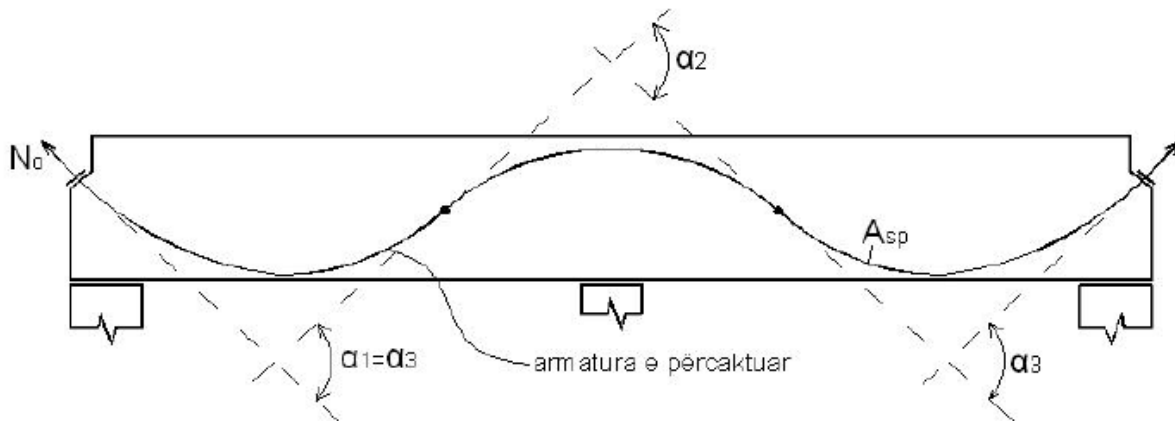
Për të zvogëluar humbjet prej fërkimit mënyra më e mirë do të ishte tërheqja e njëkohshme e dy skajeve të armaturës.

Për të zvogëluar σ_5 duhet zvogëluar koeficienti i fërkimit. Në këtë kuptim kanalformuesit plastike janë më të mirë se ata metalike. Po të zvogëlojmë σ_5 në rastin e trajektoreve të kurbëzuara duhet të rritet sa më shumë rrezja e kurbëzimit dhe të eliminohen kthesat e forta. Në rastin e trajektoreve simetrike, si në figurën 8, mund të gjendet edhe pika ku zhvendosj e armaturës është zero.

a)



b)



c)

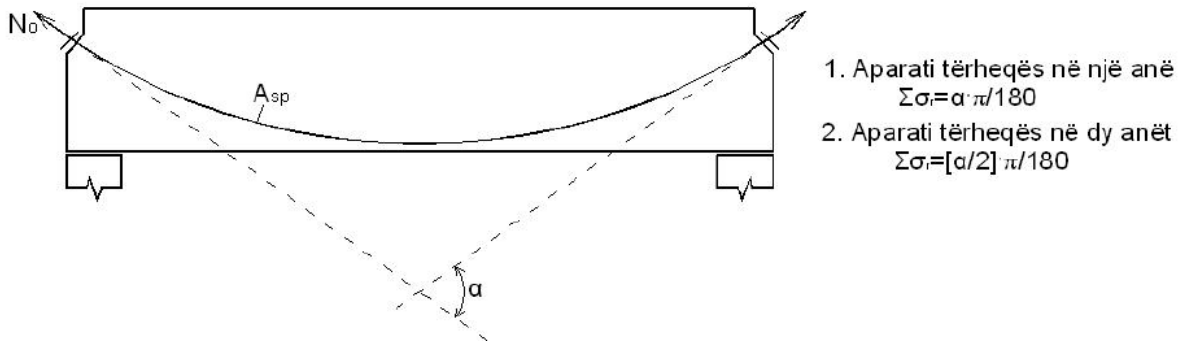


Fig.6[3]

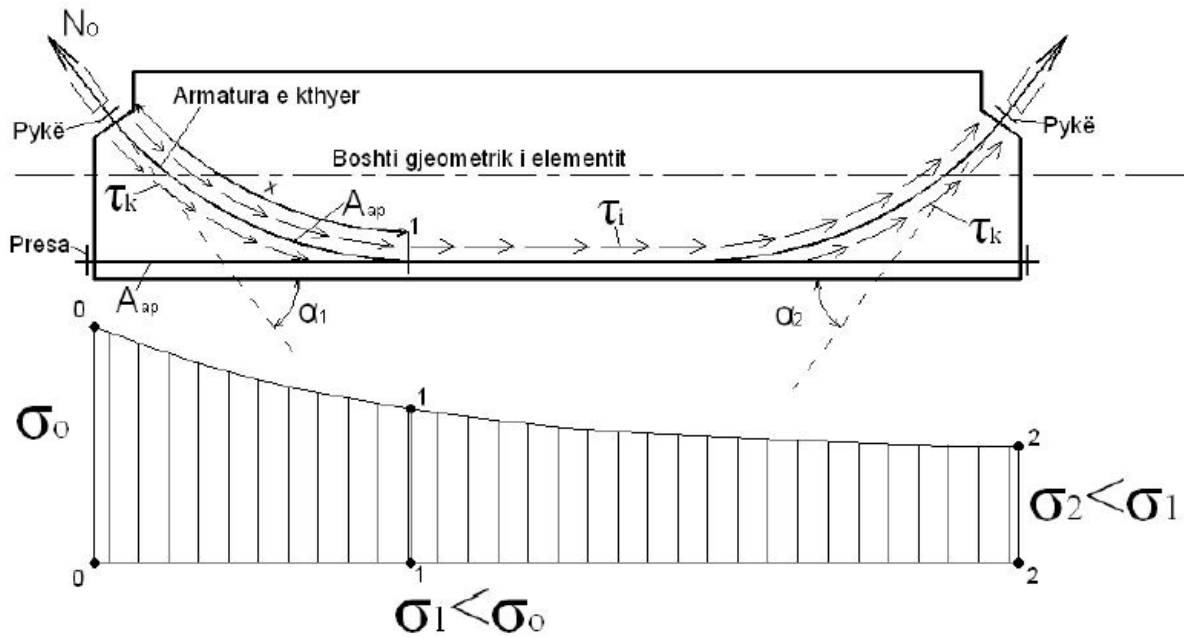


Fig.7 Skema e rënies së sforcimeve në armaturën e paranderur për efekt të fërkimit[3]

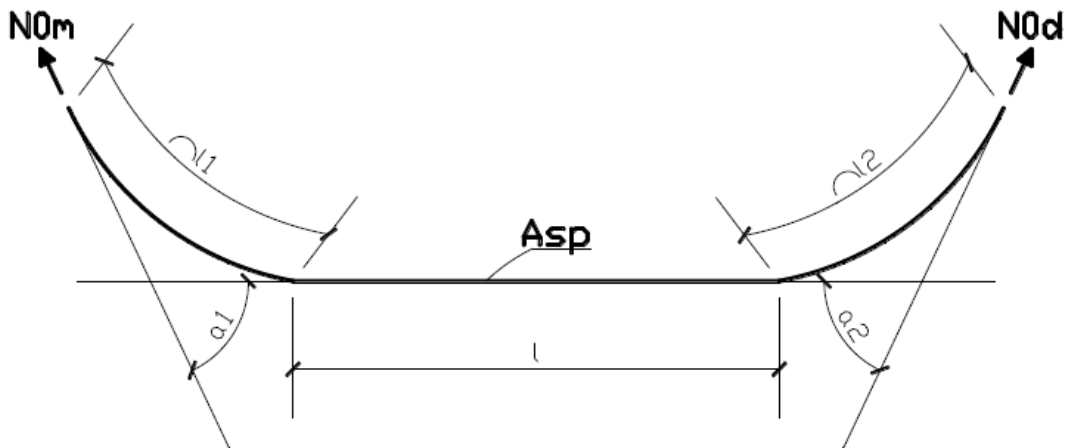


Fig.8[3]

• **Humbjet σ_6**

Këto krijohen në tubat e ujit me presion. Si rezultat i presionit të lëngut mbi faqet e tubit kemi një rënie të forcës së paranderjes.

$$\sigma_6 = 300 \text{ daN/cm}^2 \text{ për tuba me } d < 3 \text{ m} \quad (38)$$

$$\sigma_6 = 0 \text{ për tuba me } d > 3 \text{ m}$$

• **Humbjet σ_7**

Këto shkaktohen nga deformimi i kallëpëve. Një pjesë e forcës së paranderjes shkon për deformimin e kallëpëve.

$$\sigma_7 = \frac{\Delta l}{l} * E_{sp} \quad (39)$$

Δl – deformimi i kallëpëve

Rekomandohet që $\sigma_7 = 300 \text{ daN/cm}^2$, kur mungojnë të dhënat e sakta.

• Humbjet σ_8

Për të eliminuar ngurtësimin e shpejtë të betonit që mund të çojë në avullim të vrullshë të ujit dhe plasarijete, në poligonet e elementëve të paranderur realizohet sera me avull. Si rezultat i ndryshimit të temperaturës Δt midis ambientit të jashtëm dhe atij në serë krijohen humbjet σ_8 .

$$\sigma_8 = 20\Delta t \frac{l_z}{l} \quad (40)$$

Δl – gjatësia e pistës e trajtuar me avull

l – gjatësia totale e pistës

Δt – ndryshimi i temperaturës midis mjedisit të jashtëm dhe zonës së trajtuar me avull.

• Humbjet σ_9

Shpeshherë kur elementët betonarme kanë përmasa të mëdha ata prodhohen me pjesë dhe transportohen si të tillë. Bashkimi i pjesëve bëhet në vepër. Në disa raste forca shtypëse e paranderjes mund të ndihmojë në këto bashkime.

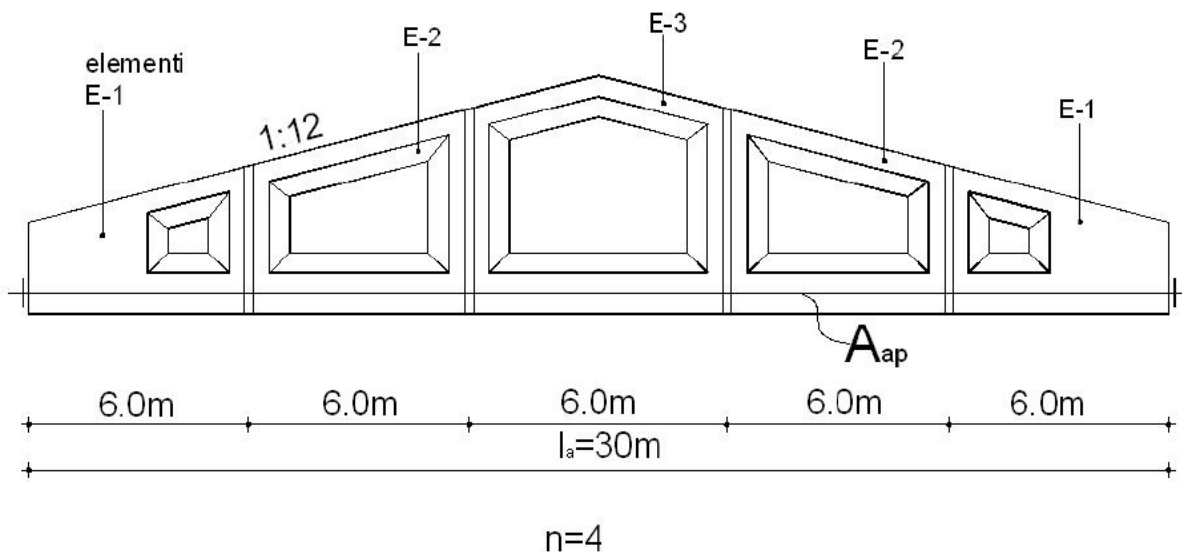


Fig. 9 [3]

Një pjesë e forcës (energjisë) së paranderjes do të përdoret për të eliminuar fugat ose largësitë midis elementëve gjatë bashkimit të tyre. Kështu lindin humbjet σ_9 .

$$\sigma_9 = n * \frac{\lambda}{l} * E_{sp} \quad (41)$$

n – numri i fugave

l – gjatësi e elementit

λ – madhësia e fugave

• Humbjet σ_{10}

Këto shkaktohen si rezultat i veprimit në element të forcave dinamike ciklike. Është provuar eksperimentalisht se në një element të ndodhur nën veprimin e ngarkesave dinamike lindin disa humbje shtesë në krahasim me të njëjtin element i cili nodhet nën veprimin e ngarkesave statike.

$$\sigma_{10} = 600 \frac{\sigma_b}{R'_b} \quad (42)$$

R'_b – rezistenca e betonit nën veprimin e ngarkesave dinamike

σ_b – sforcimet në beton në qendrën e A_{sp} apo të A'_{sp} për efekt të paranderjes

• Humbjet σ_{11}

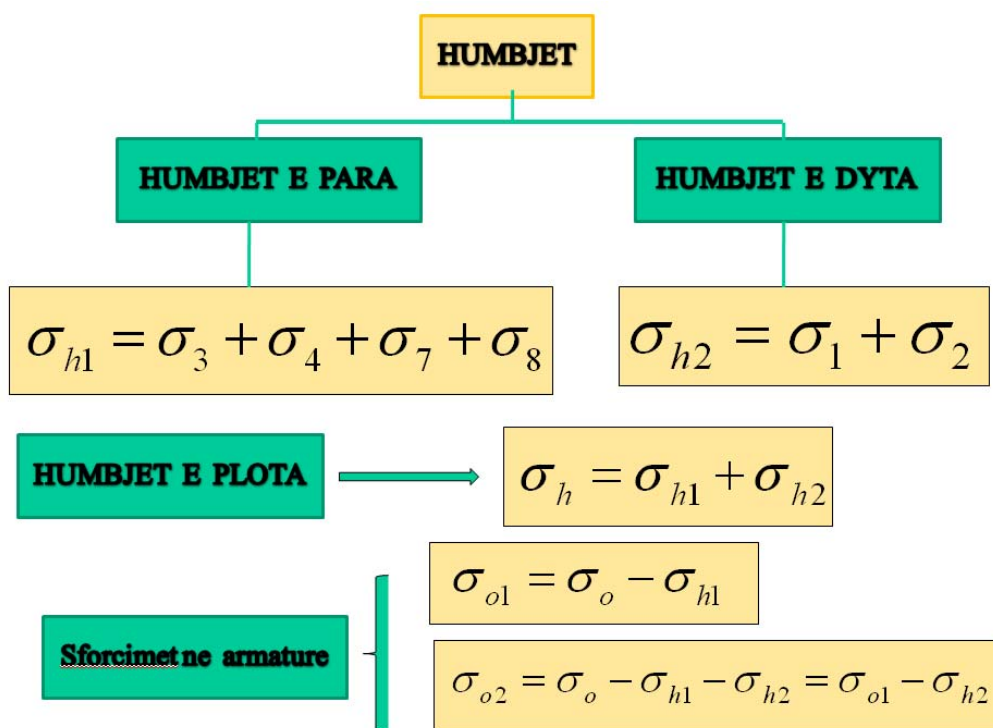
Dihet që çeliku dhe betoni kanë koeficientë bymimi linear pothuajse të njëjtë. Kjo do të thotë që gjatë ndryshimit të temperaturës të dy elementet deformohen pothuajse njëjloj dhe midis tyre s'krijohen sforcime shtesë. Por nëse një element betonarme do të përdoret në një mjedis me temperaturë shumë të lartë ndryshimi i koeficientëve të bymimit të betonit dhe çelikut fillon të ndjehet. Ky është shkaku i humbjeve.

$$\sigma_{11} = 3t_a \quad (43)$$

t_a – temperaturë e ambientit në gradë

Humbjet σ_{12}

Këto shkaktohen si rezultat i tërheqjes jo të njëkohshme të armaturës. Shufrat e tërhequra më vonë shtypin shufrat e tërhequra më parë duke shkaktuar në to humbjet σ_{12}



$$\sigma_{12} = \Delta\sigma \frac{E_{sp}}{E_b} \quad (44)$$

$\Delta\sigma$ - sforcimet shtesë në shufrat e tërhequra më parë për shkak të shufrave të tërhequra më vonë.

KAPITULLI III

1.PROBLEMET QË LIDHEN ME GJËNDJEN E SFORCUAR NË BALLET E ELEMENTËVE.

Ballet e elementëve janë zona skajore të tyre pranë pajisjeve kapëse. Problemet në këto zona lindin në rastin e paranderjes në beton. Në këtë rast transmetimi i forces se paranderjes nga armatura ne beton bëhet me ndihmën e pajisjeve kapëse. Forcat e paranderjes kanë vlera shumë të mëdha. Ato shkaktojnë në zonat pranë pajisjeve kapëse sforcime shtypese lokale shumë të medha dhe sforcime tërheqese tërthore. Për pasojë duhen marrë masa të posacme për të menjanuar rrezikun e shkaterrimit si rezultat i shtypjes lokale të këtyre zonave dhe i sforcimeve terheqëse tërthore.

Për thithjen e sforcimeve shtypëse lokale dhe të atyre tërheqese tërthore është i domosdoshëm armimi i balleve të elementëve të paranderur me armaturën tërthore te percaktuar me llogaritje. Pra me rrjeta me shufra horizontale dhe vertikale. Vendosen jo më pak se 4 rrjeta ne largesi 5 – 6 cm nga njera – tjetra. Në mjaftë raste, sidomos kur kemi shufra në forme tufash me forcë të madhe paranderjeje, në ballet e elementeve, tufat apo shufrat e paranderura mbeshillen me armature spirale për të mënjanuar deformimet terthore të tyre. Armature në formë spirale vendoset edhe në rastet kur armatura e paranderur është me diameter të madh dhe forcë paranderje të madhe. Hapi i spirales pranohet 5 – 6 cm.

Sipas studiuesit Morsch duke u nisur nga hipoteza e shpërndarjes së sforcimeve shtypese ne zonën e mbeshetjes (figura 1) sipas ligjit parabolik forca tërthore terheqese (si pasoje e deformimeve terthore) ne drejtimin vertikal apo horizontal gjendet me formulën:

$$S = \frac{N}{4} * \frac{a - a'}{h} \quad \text{ku } a = h/2 \quad (1)$$

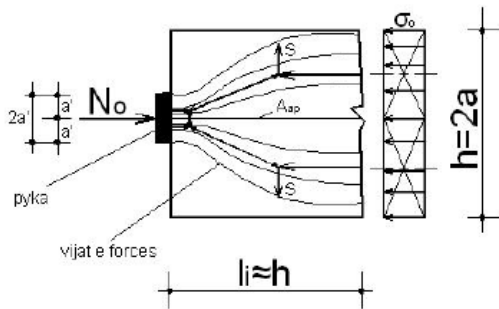
N – forca e paranderjes

a – gjysma e lartësise për drejtimin vertikal dhe gjysma e gjerësise për drejtimin horizontal

a' – gjysma e lartësise së pllakes së pajisjes kapëse

h – lartesia e seksionit terthor të elementit

a) Forca e paranderjes
N_o qendrore



b) Forca jashteqendrore

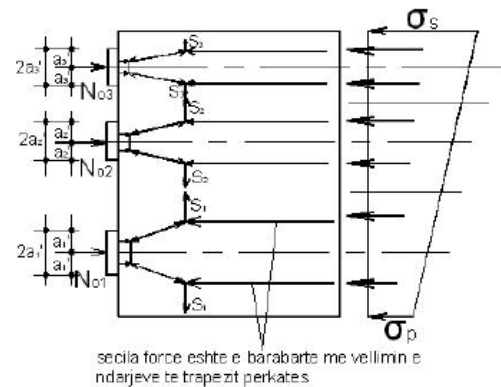


Fig.1[3]

Në figuren 1a tregohet modeli matematik (skema e llogaritjes) për përcaktimin e forcës tërheqese terthore S, për rastin e forces qëndrore të paranderjes. Sic duket figura 1a pas nje largësie $l_i = h$ tufa e vijave te forcës të formes parabolike fillon e merr formën e një tufe paralele. Kjo tregon për një shpërndarje të njëtrajteshme të forces N_o te paranderjes në të gjithë seksionin e marrë në studim. Ne këtë rast sforcimet në element janë :

$$\sigma_o = \frac{N_o}{b * h} \quad (2)$$

Në figuren 1b tregohet modeli matematik i llogaritjes së forces terthore per rastin kur ne ballin e elementit veprojne disa forca. Studimet e kryera nga autore të ndryshem me metoda fotoelastike apo teorike – eksperimentale hodhen drite mbi drejtesinë e parashikimeve të studiuesit Morsch, lidhur me formën parabolike të vijave te forces dhe bënë korigjimet perkatëse mbi hipotezat e ngritura nga ai.

Studiuesi Guyon vertetoi se skema e propozuar nga Morsch nuk është plotesisht e sakte, sepse sic duket nga figura 2 (ku tregohet paraqitja grafike e σ_y te cilat jane sforcimet tërthore vertikale dhe horizontale prej forcës së paranderjes) për një farë largësie nga ball i elementit sforcimet jane shtypëse (deri ne piken 1) pastaj ndryshojne shenjë. Vlera maksimale e σ_y është mjaftë larg nga ball i zbatimit te forcës. Natyrisht shuma e siperfaqeve negative me ato positive duhet te jetë zero.

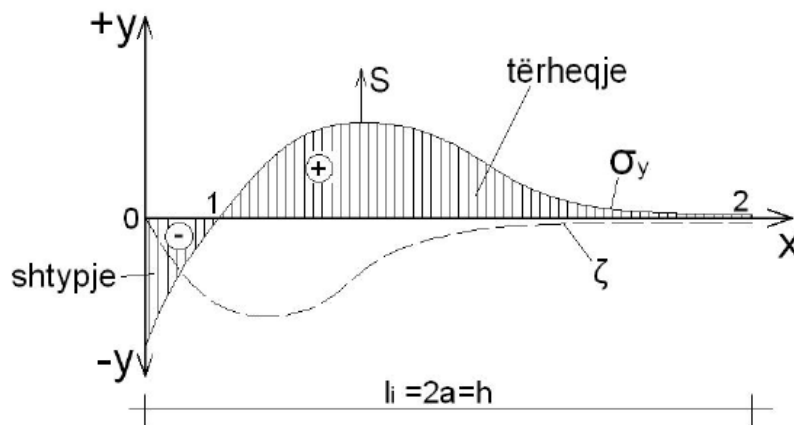


Fig.2[3]

Guyon vertetoi se krahas forcave tërthore shtypëse dhe tërheqëse kemi edhe forca tangenciale te cilat ashtu si σ_y zhduken në largesine $h = 2a$.

Ne figuren 4 janë paraqitur grafikë të pergatitur nga Guyon të cilët japin sforcimet σ_y në largesi të ndryshme nga pika e zbatimit te forcës së paranderjes (per nje force qendrore te paranderjes) në varësi të nje presioni njëtrajtshmerisht të shperndare me $l_i = h$, te barabartë me :

$$p = \frac{N_o}{b * h} \quad (3)$$

b, h – jane permasat e seksionit tërthor të elementit betonarme të paranderur.

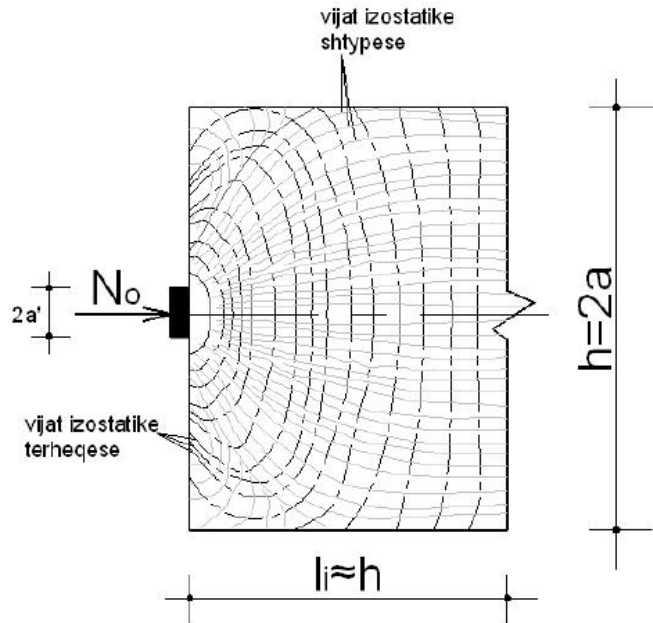


Fig.3[5]

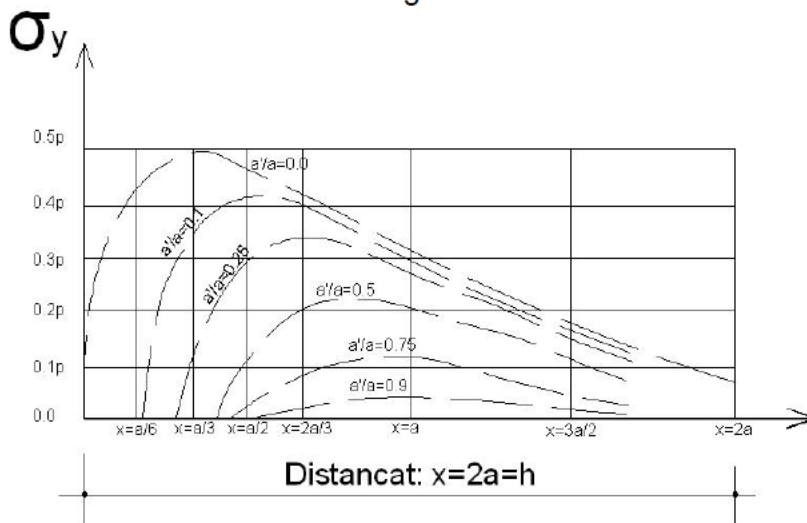


Fig.4[3]

Ne figuren 5 jepen elementët e tjerë karakterisikë të nevojshëm për përcaktimin e armatures tërthore dhe shpërndarjen e saj gjatë ballit të elementit. Keshtu lakorja A tregon seksionin tërthor ku forca terthore S ka vleren më e madhe. Lakorja B tregon vlerën maksimale σ_y . Lakorja C tregon pozicionin ku $\sigma_y = 0$. Lakorja D jep vlerën e rezultantes tërheqese në funksion të raportit a'/a

Per rastet e vendosjes së ankerave ne menyre jo simetrike, shiko figurën 6, Guyon këshillon rregullin e prizmit simetrik nën cdo pyke, brenda së ciles shkarkohet forca e përqendruar e paranderjes, në mënyre të tillë që të shfrytëzohen grafiket e përmendur më lart. Keshtu, për rastin e vendosjes së pykes si ne figuren 6, ngarkesa njëtrajtesisht e shpërndare, në largesinë $2a_1$ nga N_o , sipas Guyon do te jetë :

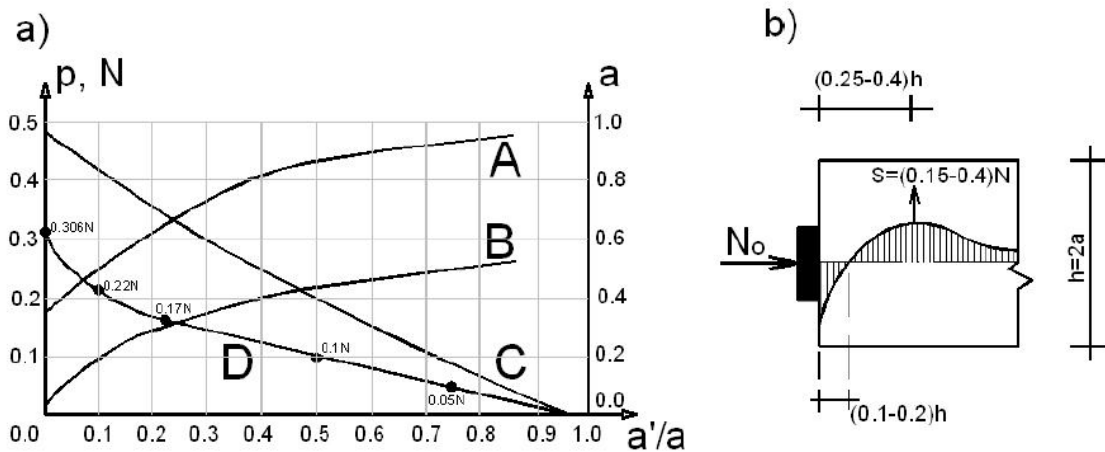


Fig.5

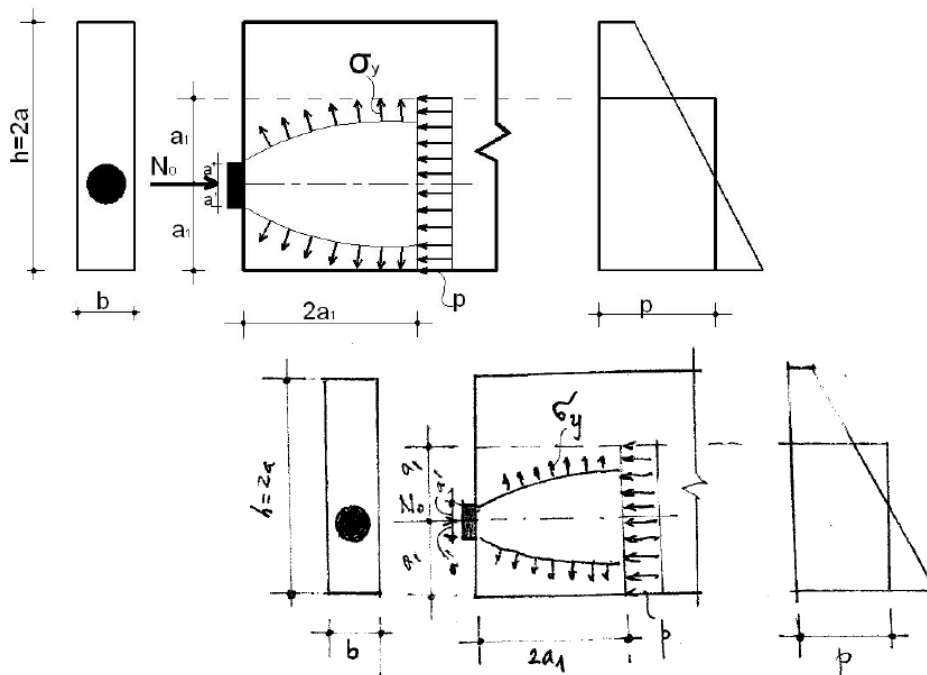


Fig.6[3]

$$p = \frac{N_o}{2a_1 * b} \quad (4)$$

Për rastin kur kemi pyka, atëhere zbatohet po ky rregull nën cdo pykë.

Studimet e shumta eksperimentale me anën e fotoelekticitetit treguan se vecanerisht në qoshet gjenden zona të vogla që ndodhen nën veprimin e sforcimeve tërheqëse të mëdha, figura 3. Në këto zona duhet vendosur armature shtesë.

Në figurën 7 jepen grafikët për llogaritjen e sforcimeve σ_y dhe të forces tërthore sipas studiuesit Iyengar. Forcat tërheqëse tërthore sipas ketij autori llogariten me formulën :

$$S = 0.3N_o(1 - 2a'/h) \quad (5)$$

Sic e thamë më lart në ballin e elementëve, në të dyja qoshet (sipër dhe poshtë) lindin sforcime tërheqëse të pjerreta, c'ka duket qartë nga studimet me fotoelektricitet të bëra nga Guyon dhe Tesar, shiko figurën 9. Ne figurën 9 jepen për raporte të ndryshme $2a'/h$ izobaret me σ_y / σ_o të barabarta. Zona ku kemi shtypje është nenvizuar. Nga figura 9 del qartë roli i raportit $2a'/h$, dmth ndikimi i lartesisë së pllakës apo i takos metalike nën pykë, në shperndarjen e sforcimeve shtypëse dhe tërheqëse tërthore. Po ashtu në figuren 9 shihet se vlera e sforcimeve tërheqëse në qoshet mund te arrijë katerfishin e atyre në brendësi të elementit.

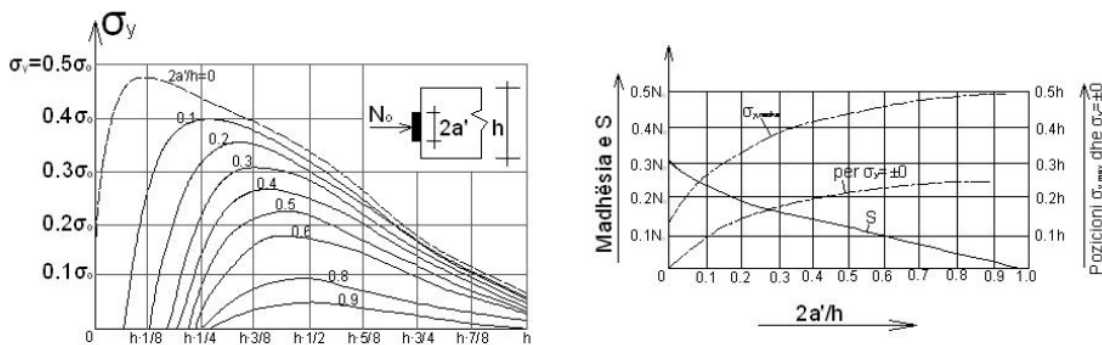
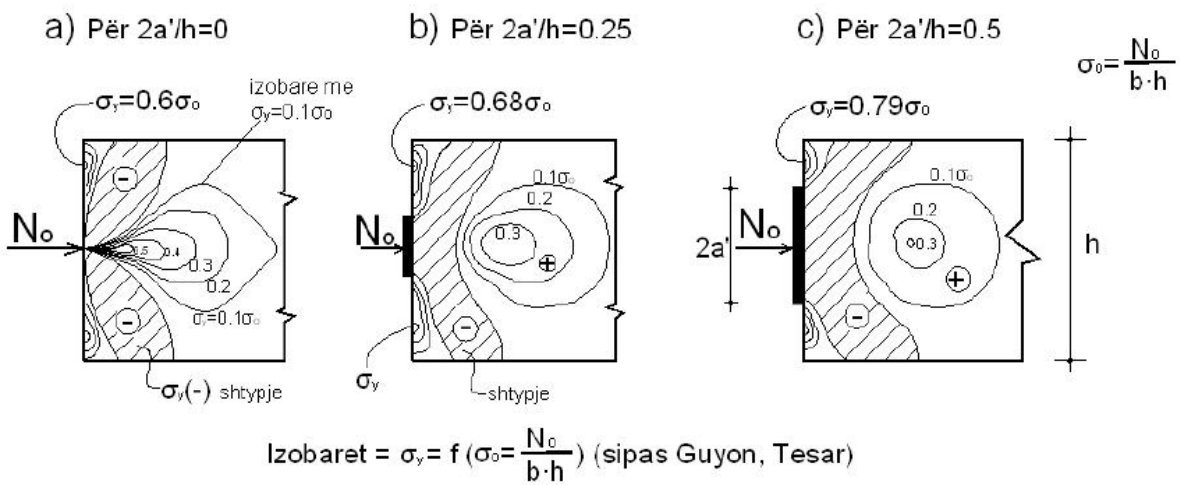
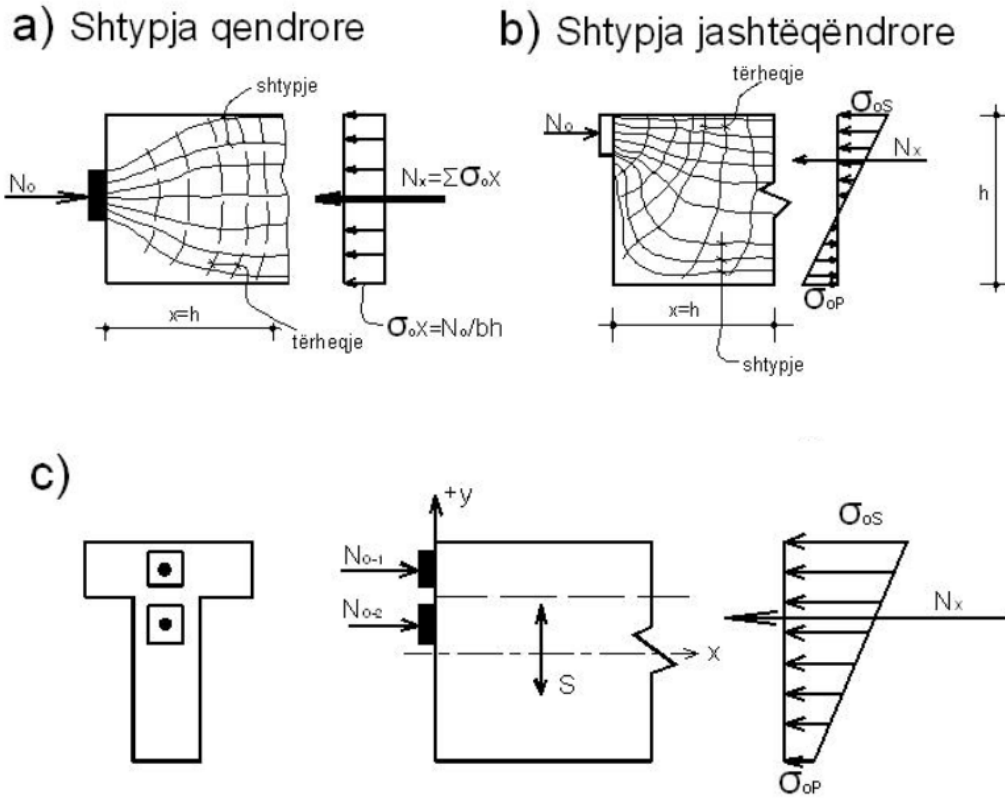


Fig.7[3]



Në figurën 8a,b janë treguar vijat izostatike të shkaktuara nga një forcë qendrore dhe një jashtëqendrore.

Për llogaritjen e forcës tërheqese tërthore S, sipas Komitetit Nderkombetar të Paranderjes, perdoret formula :

$$S = N_x * C \quad (6)$$

N_x – shuma e sforcimeve normale σ_x

C – koeficient

Për armimin e balleve të elementëve perdoret formula :

$$N_{01} \leq \xi * R_b^{mb} * A_{sh} + k * \mu * A_r * R_s \quad (7)$$

N_{01} – forca e paranderjes pasi kanë ndodhur humbjet e para

ξ - koeficient që llogaritet :

$$\xi = 4 - 3 \sqrt{\frac{A_{sh}}{A}} \leq 3.5 \quad (8)$$

A_{sh} – sipërfaqja e kontaktit midis pajisjeve kapëse dhe betonit

A – sipërfaqja e betonit brenda së ciles ndihet efekti i shtypjes lokale

R_b^{mb} – rezistenca e betonit në fazen e mbingjeshjes

k – koeficienti i cili llogaritet : $k = \frac{2}{\xi} \quad (9)$

A_r – sipërfaqja e rrjetës : $A_r = l_1 * l_2 \quad (10)$

R_s – rezistenca e celikut

μ - koeficienti vellimor i armimiti cili llogaritet :

$$\mu = \frac{n_1 * a_{s1} * l_1 + n_2 * a_{s2} * l_2}{l_1 * l_2 * s} \quad (11)$$

- n_1 – nr. i shufrave të rrjetes sipas drejtimit (1)
- n_2 – nr. i shufrave të rrjetes sipas drejtimit (2)
- a_{s1} – sipërfaqja e seksionit të shufres sipas drejtimit(1)
- a_{s2} – sip. e seksionit të shufres sipas drejtimit (2)
- s – largësia midis rrjetave
- l_1 – gjatësia e rrjetes sipas drejtimit(1)
- l_2 – gjatësia e rrjetes sipas drejtimit (2)

Ne formulën (7) ana e majte shpreh forcën e jashtme vepruese, ana e djathtë shpreh forcën e brendshme mbajtëse kufitare. Pjesa e pare e anes së djathtë shpreh kontributin e betonit, pjesa e dyte shpreh kontributin e armaturës. Ne formulën (7) e panjohura është μ . Pasi gjendet μ në formulën (7) kalohet ne formulën (11) $n_1, n_2, l_1, l_2, a_{s1}, a_{s2}$ jepen dhe e panjohur mbetet vetem s . N.q.s s del më pak se 5cm atëherë rrisim a_{s1} dhe a_{s2} derisa kushti të plotësohet.

Në figurën 10 shpjegohet me mirë se si gjenden A_{sh} dhe A .

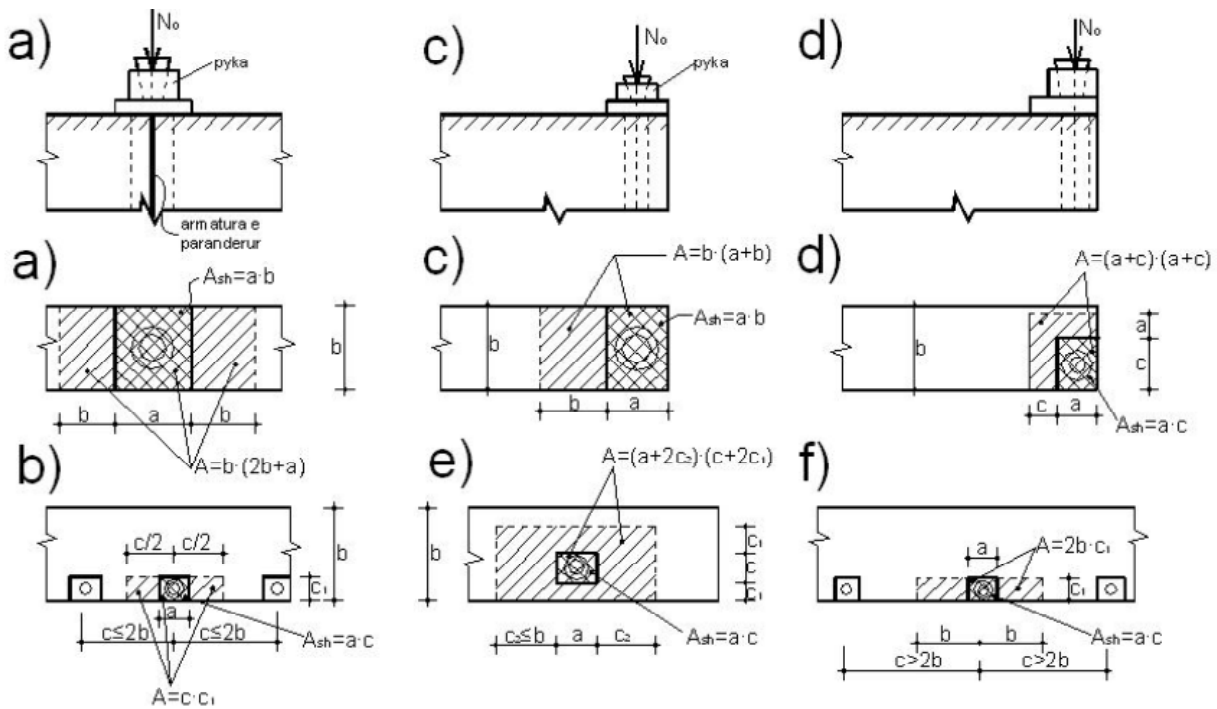


Fig.10[5]

Në figurat 11 dhe 12 tregohen detaje të armimit te zonave të balleve të elementëve.

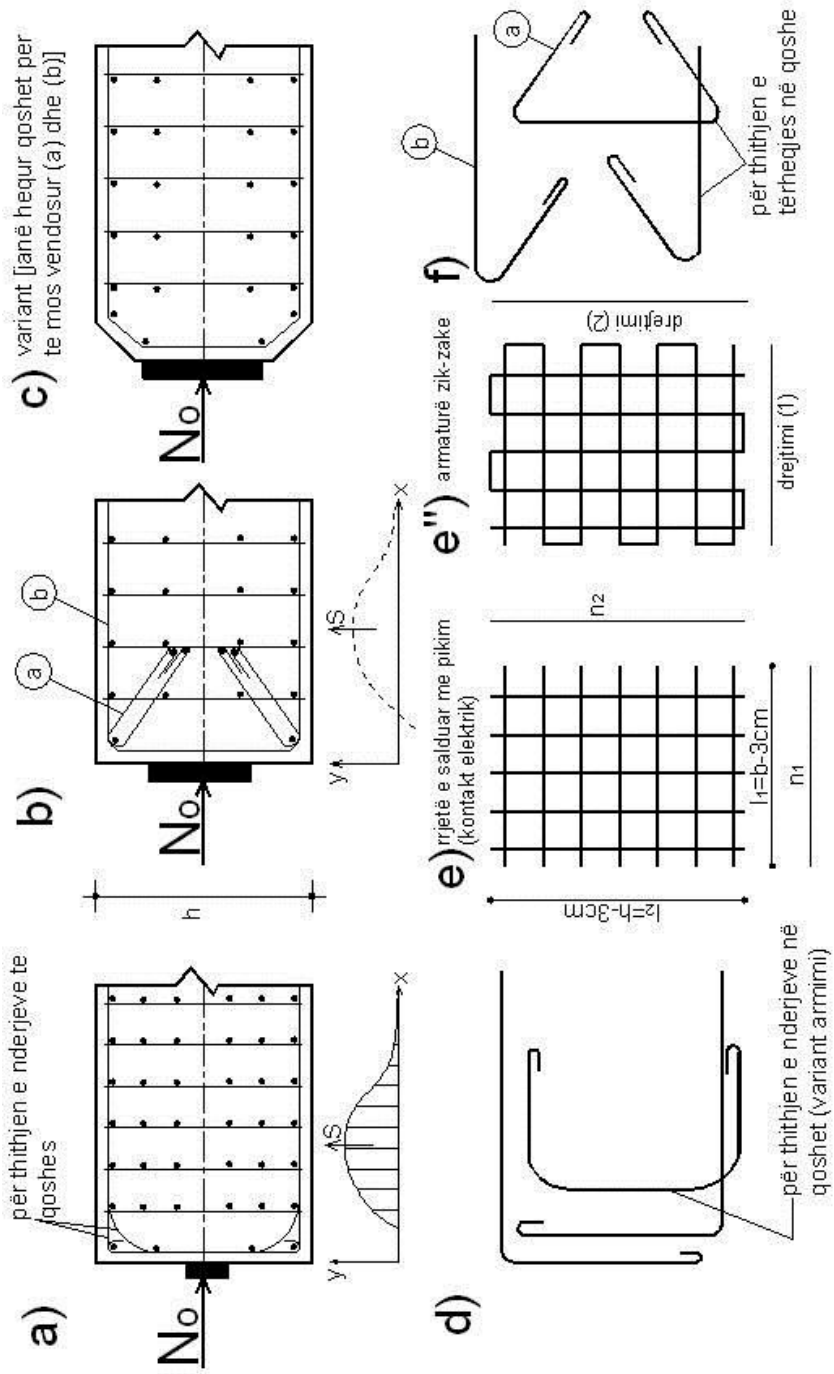


Fig.11[3]

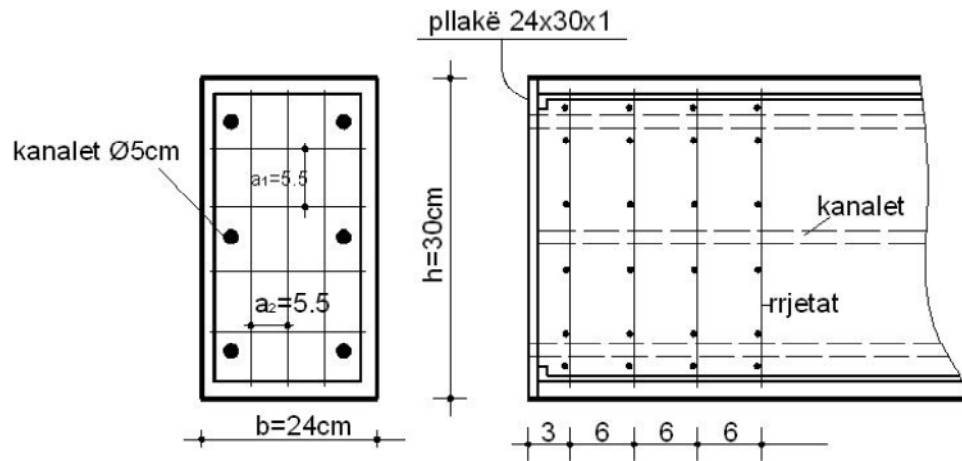


Fig.12[3]

KAPITULLI IV

1.ETAPAT E GJËNDJES SË BRENDSHME TË NDERUR TË ELEMENTËVE QË PUNOJNË NË TËRHEQJE QËNDRORE

Elementet në terheqjen qëndrore të paster i nënshtrohen veprimit të një force tërheqëse e cila zbatohet në qëndrën e rëndesës së seksionit tërthor.

Marrim në studim një element betonarme të paranderur mbi të cilin në një cast të caktuar kohe fillojmë të zbatojmë një forcë tërheqëse që rritet vazhdimisht. Që nga momenti i zbatimit të forcës e deri në shkatërrimin e elementit dallojme tre etapa kryesore të punës së elementit të paranderur.

ETAPA I

Fillon në momentin kur nis veprimi i forces tërheqëse N . Me rritjen graduale të forces vjen një moment kur sforcimet në beton arrijnë vlerën e R_{bt} , që është rezistenca e betonit në tërheqje. Në këtë moment perfundon etapa I. Kjo etape shërben si bazë për llogaritjen e elementëve ku plasaritjet nuk janë të lejuara. Gjatë kësaj etape për të perballuar forcën tërheqëse prej ngarkesave të jashtme punojnë së bashku betoni dhe armatura.

ETAPA II

Fillon në momentin kur perfundon etapa I, pra fillon në momentin kur sforcimet në beton kalojnë R_{bt} . Në element shfaqen plasaritjet e para. Në seksionin e plasaritit nuk ka kohezion beton-armature. Në zonën midis plasaritjeve ruhet ende ky kohezion. Me rrijen e mëtejshme të forcës tërheqëse N , vjen një moment kur prishet plotësisht kohezioni beton-armature. Në këtë moment perfundon etapa II. Kjo etapë shërben si bazë për llogaritjen e elementëve ku plasaritjet janë të lejuara por të kufizuara.

ETAPA III

Fillon në momentin kur perfundon etapa II dhe mbaron kur elementi shkatërrohet plotësisht. Në këtë etapë betoni del plotësisht jashtë pune. E gjithë forca tërheqëse perballohet vetem nga armatura. Sforcimet në armaturë arrijnë vlerën e R_{sp} . Kjo etape shërben si bazë për llogaritjen e elementëve në aftësi mbajtëse.

Te gjitha shpjegimet e dhena për tre etapat janë njëjloj me ato të dhena në rastin e një elementi betonarme të zakonshëm. Kjo do të thotë se nga ana cilësore gjëndja e sforcuar e një elementi betonarme të zakonshëm dhe ajo e një elementi betonarme të paranderur janë njëjloj. Po ti paraqesim grafikisht të tre etapat do të kishim :

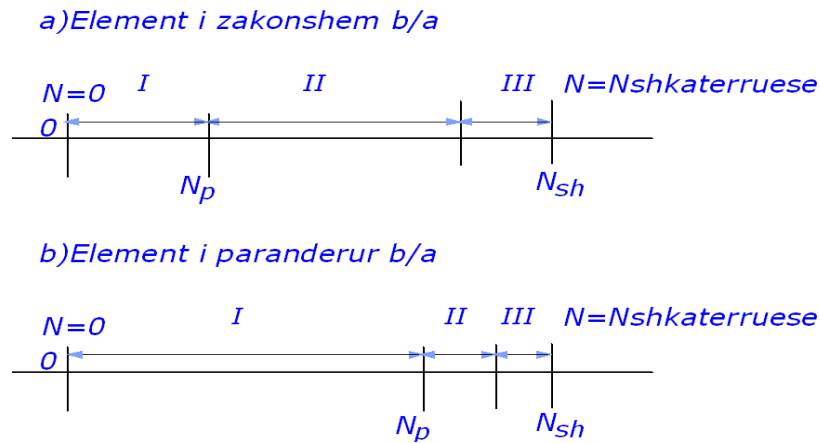


Fig.1

Figura 1a paraqet tre etapat e një elementi të zakonshëm. Figura 1b paraqet tre etapat e një elementi të paranderur. Vihet re se të dy segmentet kanë të njëjtin gjatësi. Kjo do të thotë se të dy elementët shkatërrohen në të njëjtën kohë dhe për të njëjtën forcë të jashtme. Sigurisht nëse i vendosim në kushte të njëjta dmth të dy elementet kanë të njëjtën sasi armature, të njëjtin seksion tërthor, të njëjtën klasë celiku dhe të njëjtën klasë betoni.

Vihet re se në elementin e paranderur etapa I, pa plasarije është më e gjatë se në elementin e zakonshëm. Kjo do të thotë se në elementin e paranderur plasaritjet krijohen më vonë dhe për një ngarkesë më të madhe se në elementin e zakonshëm.

Si përfundim paranderja nuk rrit aftësinë mbajtëse të elementit në etapën e tretë (etapën e shkatërrimit). Një element betonarme i zakonshëm dhe një i paranderur shkatërrohen në të njëjtën kohë dhe për të njëjtën forcë të jashtme. Nderkohë paranderja rrit aftësinë mbajtëse kundrejt plasaritjeve. Rritja e aftësisë mbajtëse ndaj plasaritjeve con në rritjen e shtangesisë së elementit.

Në figuren 2 tregohet ndikimi i paranderjes në shtangesinë e elementit betonarme. Sic duket nga figura në elementin e zakonshem prej betonarmeje shtangesia ruhet e plote vetem në etapën e parë dhe pastaj bie si pasoje e plasaritjeve në element (lakorja1). Në elementin e paranderur shtangesia ruhet deri në etapën e shfrytezimit (lakorja2) dhe pastaj bie në mënyrë të menjëherëshme.

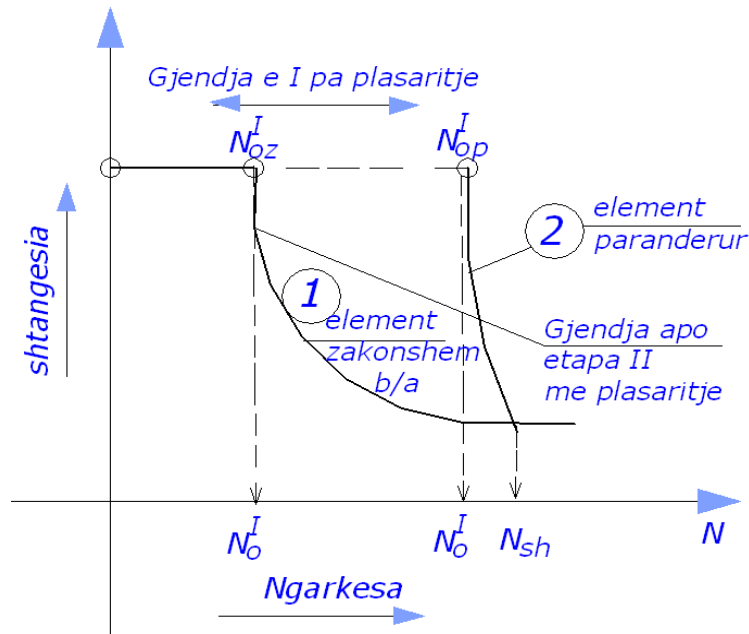


Fig.2

Në figurën 3 tregohet paraqitja grafike e marrëdhënieve forcë – deformim për rastin e elementëve të paranderur dhe të zakonshëm. Lakorja 1 i takon elementit të paranderur, kurse lakorja 2 i takon elementit të zakonshëm. Sic duket nga lakorja 1, efekti shtypëse i paranderjes shoqerohet me një shkurtim të elementit, i cili bën që të shtyhet (zgjatet) etapa I.

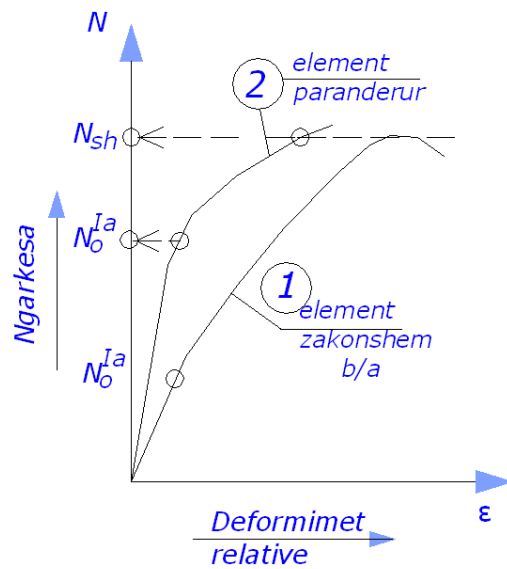


Fig.3

2.FAZAT E GJËNDJES SË BRËNDSHME TË NDERUR TË ELEMENTËVE QË PUNOJNË NË TËRHEQJE, TË REALIZUAR ME PARANDERJEN NË MBESHTETJE.

Fazat e gjendjes së brëndshme të nderur të një elementi që punon në terheqje qëndrore realizuar me metodën e paranderjes në mbeshtetje janë :

Faza I : Armatura është vendosur në pistë, është kapur në pajisjen përkatëse, por s'është tërhequr.

$$\sigma_{sp} = 0 \qquad \sigma_b = ?$$

σ_{sp} - sforcimet në armaturën e paranderur

σ_b - sforcimet në beton

Faza II : Terheqim armaturën. Sforcimet do të jënë:

$$\sigma_{sp} = \sigma_o \qquad \sigma_b = ?$$

σ_o - sforcimet fillestare të kontrolluara në armaturën e paranderur.

Faza III : Betonojmë elementin. Presim derisa marka apo klasa e tij të arrijë 75% te markës apo klasës perfundimtare. Në armaturën kanë ndodhur humbjet e para.

$$\sigma_{sp} = \sigma_o - \sigma_{hl} \qquad \sigma_b = 0 \text{ sepse armature s'është lëshuar ende.}$$

Faza IV : Lëshojmë armaturën. Si rezultat i kohezionit beton-armaturë, forca e paranderjes i transmetohet elementit prej betoni. Në fillim të kësaj faze kemi :

$$\sigma_{sp} = \sigma_o - \sigma_{hl}$$

$$N_{01} = A_{sp} * \gamma_t * (\sigma_o - \sigma_{hl})$$

γ_t - koeficienti i saktësisë së tërheqjes, $\gamma_t = 0.9 ; 1 ; 1.1$

$$\sigma_b = -\frac{N_{01}}{A_{red}}$$

$$A_{red} = A_b + \nu * A_{sp}$$

Nën veprimin e forcës shtypëse të paranderjes betoni ngjeshet. Gjatë shkurtimit ai merr me vete edhe armaturën duke e shkurtuar atë. Për pasojë në fund të Fazes IV sforcimet në armaturën e paranderur do të jenë :

$$\sigma_{sp} = \sigma_o - \sigma_{h1} - \nu * \sigma_b$$

Faza V : Në armaturë kanë ndodhur humbjet e dyta. Në fillim të kesaj faze sforcimet në armaturën e paranderur janë:

$$\sigma_{sp} = \sigma_o - \sigma_h$$

$$N_{02} = A_{sp} * \gamma_t * (\sigma_o - \sigma_h)$$

$$\sigma_b = \frac{N_{02}}{A_{red}}$$

Në fund të fazës V sforcimet do të jenë: $\sigma_{sp} = \sigma_o - \sigma_h - \nu * \sigma_b$

Faza VI : Elementi vendoset në veper. Mbi të fillojnë të veprojnë ngarkesat e jashtme të cilat dalengadalë e zbehin efektin e paranderjes. Vjen një moment kur forcat e jashtme e asnjëanësojnë plotesisht efektin e paranderjes.

$$\sigma_b = 0$$

$$\sigma_{sp} = \sigma_o - \sigma_h$$

Që nga ky moment elementi sillet sikur të ishte një element i zakonshem dhe jo i paranderur.

Faza VII : Kjo fazë përkon me etapën e parë të gjëndjes së sforcuar të brëndshme të elementit qe punon në terheqje qëndrore. Në fund të kesaj faze do të kemi :

$$\sigma_b = R_{bt}$$

$$\sigma_{sp} = \sigma_o - \sigma_h + 2 * \nu * R_{bt}$$

Kjo fazë shërben për llogaritjen e elementëve ku plasaritjet janë të ndaluara.

Faza VIII : Sforcimet ne beton bëhen me të mëdha se rezistenca e betonit në tërheqje. Kështu shfaqen plasaritjet e para. Kjo fazë përkon me etapën e dyte dhe shërben si bazë për logaritjen e elementëve ku te plasurat janë të lejuara por të kufizuara. Në hapsirën midis dy plasaritjeve ruhet ende kohezioni beton-armaturë.

Faza IX : Kjo fazë perkon me etapën e tretë dhe shërben si bazë për llogaritjen e element ve në aftesi mbajtëse. Prishet plotesisht kohezioni beton-armaturë. Betoni del nga puna dhe e gjithë forca tërheqese perballohet nga armatura.

$$\sigma_b = 0$$

$$\sigma_{sp} = R_{sp}$$

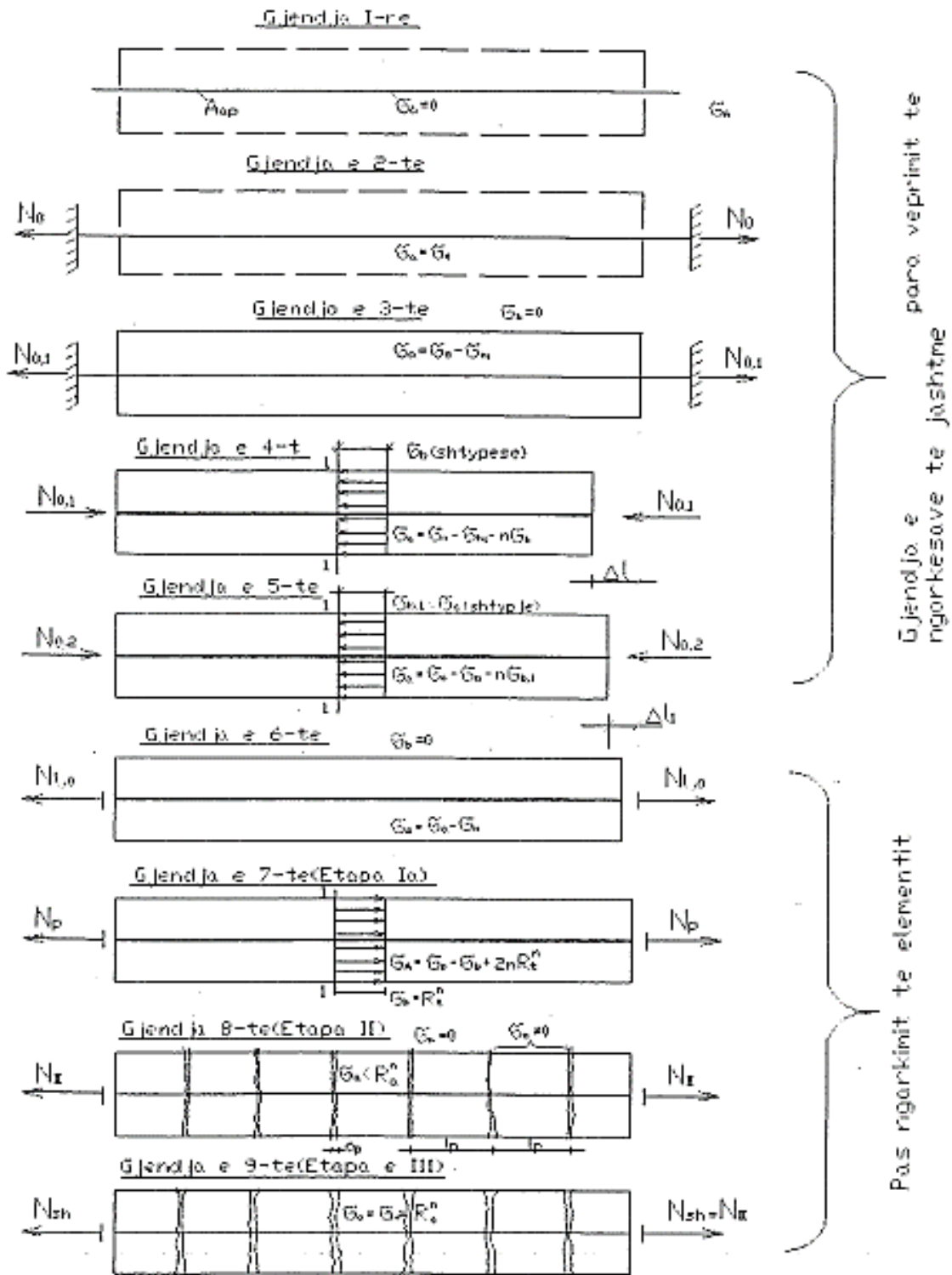


Fig.4[5]

3.FAZAT E GJENDJES SË BRËNDSHME TË NDERUR TË ELEMENTËVE QË PUNOJNË NË TËRHEQJE QËNDRORE, TË REALIZUARA ME PARANDERJEN NË BETON.

Faza I : Elementi që do të paranderet është betonuar. Marka apo klasa e betonit ka arritur 70-75% të markës apo klasës perfundimtare. Në element janë lënë kanal formuesit. Armatura është future në kanalformues por s'është tërhequr.

$$\sigma_b = 0 \quad \sigma_{sp} = 0$$

Faza II : Tërheqim armaturën. Njëkohesisht me tërheqjen fillojnë të lindin humbjet e para të shkaktuara nga deformimi i pajisjeve kapëse, ferkimi i armatures me faqet e kanalformuesit, mbyllja e fugave, etj. Tërheqja perfundon ne momentin kur në aparaturat përkatëse lexohet sforcimi :

$$\sigma_{sp} = \sigma_o - \sigma_{hl}$$

$\sigma_b = 0$, pasi armatura s'është lëshuar.

Faza III : Lëshojmë armaturën. Në fillim të kësaj faze sforcimet në armaturën e paranderur janë:

$$\sigma_{sp} = \sigma_o - \sigma_{ht}$$

$$\sigma_b = -\frac{N_{01}}{A_{red}}$$

Si rezultat i shtypjes betoni dhe armatura shkurtohen dhe në fund të kesaj faze sforcimet në armature bëhen :

$$\sigma_{sp} = \sigma_o - \sigma_{hl} - \nu * \sigma_b$$

Faza III është identike me fazën e katert të elementit të paranderur me metodën e parë. Fazat e mëtejshme janë njëlloj me fazat përkatëse të paranderjes me metodën e parë.

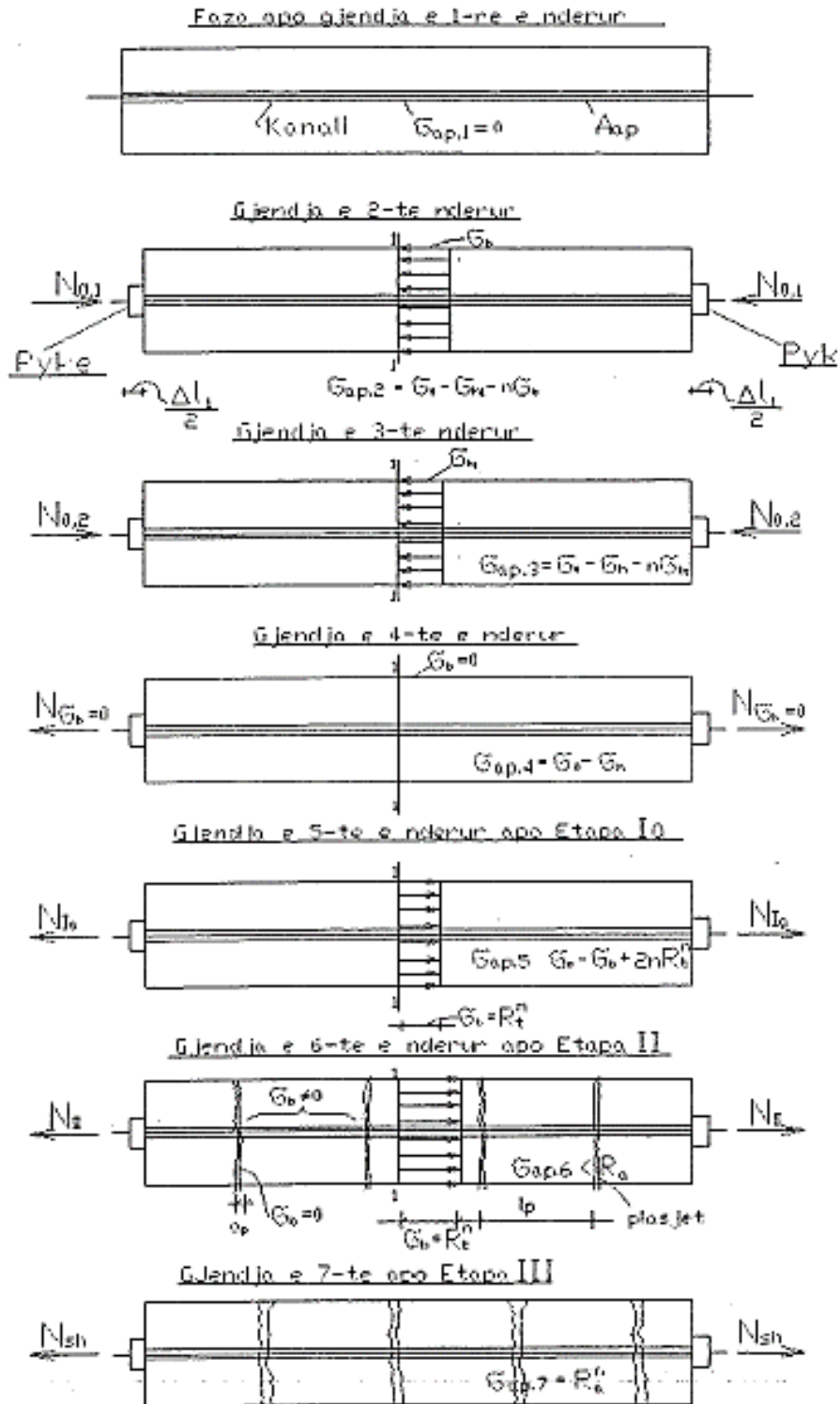


Fig.6 [5]

4.LLOGARITJE NË AFTËSINË MBAJTËSE E ELEMENTEVE NË TËRHEQJE QËNDRORE.

Kjo llogaritje bazohet në etapën e tretë të gjëndjes së brëndshme të nderur:

$$N \leq A_{sp} * R_{sp} + A_s * R_s \quad (1)$$

N – forca tërheqese për shkak të ngarkesave të jashtme

A_s – armaturë e zakonshme jo e paranderur

R_s – rezistenca e A_s

A_s zakonisht njihet. Keshtu në shprehjen (1) e panjohur është A_{sp}

$$A_{sp} = \frac{N - A_s * R_s}{R_{sp}} \quad (2)$$

$$\text{Nqs } A_s=0 \quad \rightarrow \quad A_{sp} = \frac{N}{R_{sp}} \quad (3)$$

5.LLOGARITJE SIPAS FORMIMIT TË PLASARITJEVE NË ELEMENTIN QË PUNOJNË NË TËRHEQJE QËNDRORE.

Bazohet në etapën e parë. Në këtë etapë për të perballuar forcën e jashtme tërheqëse japin ndihmesën e tyre betoni dhe armatura. Deri në fund të tapës I m.q.s $\sigma_b \leq R_{bt}$ plasaritjet s’lindin dhe betoni është në gjëdje të përballoje një pjesë të vogël të forces së jashtme tërheqëse.

$$N \leq A_b * R_{bt} + A_{sp} [\gamma_t (\sigma_0 - \sigma_h) + 2\nu R_{bt}] + A_s (-\sigma_1 - \sigma_2 + 2\nu R_{bt}) \quad (4)$$

N – forca e jashtme tërheqëse

A_b – sipërfaqja e seksionit tërthor të betonit

R_{bt} – rezistenca e betonit në tërheqje

A_{sp} – sipërfaqja e armatures së paranderur

γ_t - koeficienti i saktisë së tërheqjes

σ_0 - sforcimi fillestar

σ_{h1} - humbjet e para

$$\nu = E_{sp} / E_b$$

E_{sp} – moduli i elasticitetit të armaturës së paranderur

E_b – moduli i deformimit të betonit

A_s – sipërfaqja e armaturës së zakonshme

σ_1 - humbjet prej tkurrjes së betonit

σ_2 - humbjet prej deformkohës

$$\nu' = E_s / E_b$$

E_s – moduli i elasticitetit të armaturës së zakonshme

Ana e majtë shpreh forcën e jashtme tërheqëse. Ana e djathtë shpreh forcën e brëndshme mbajtëse kufitare. Përbëhet nga tre pjesë:

- Pjesa e betonit
- Pjesa e armaturës së paranderur
- Pjesa e armaturës së zakonshme

N.q.s forca e jashtme vepruese është më e vogël ose e barabartë në element s' linden plasaritje dhe anasjelltas.

Për të zmadhuar forcën e brëndshme mbajtëse ka disa mundësi:

- Të rritet aftësia mbajtëse e betonit dmth të rritet A_b , R_{bt} . Zakonisht kjo rrugë s' përdoret pasi aftësia mbajtëse e betonit në tërheqje është e vogël.
- Të rritet ndihmesa e armaturës së paranderur dmth të rritet A_{sp} , σ_0 , të zvogelohen humbjet. Zakonisht rritet A_{sp}
- Të zvogelohet sa të jetë e mundur armaturë zakonisht pasi luan negative në forcën e brëndshme mbajtëse kufitare. Madhësia $\sigma_s = -\sigma_1 - \sigma_2 + 2\nu R_{bt} < 0$ atëherë duhet A_s sa më e vogël.

6.LLOGARITJE SIPAS MADHËSISË SË HAPJES SË TË PLASURAVE NË ELEMENTET NË TËRHEQJE QËNDRORE.

Kësaj llogaritjeje apo këtij kontrolli i nënshtrohen të gjithë ata elementë ku të plasurat janë të lejuara por të kufizuara. Llogaritja bëhet njëloj si për elementët betonarme të zakonshëm që punjnë në tërheqje qëndrore, vecse në këtë rast duhet marrë parasysh edhe efekti i paranderjes.

Është mëse e qartë që paranderja ndikon në zvogelimin e a_{krit} dhe rritjen e l_{krit} . Pra paranderja zvogëlon madhësinë e hapjes së të plasurave dhe i rrallon ato.

Llogaritje bazohet në etapën e dytë. Në këtë etapë sforcimet në beton $\sigma_b > R_{bt}$. Në element kanë lindur plasaritjet. Në zonën midis dy plasaritjeve ruhet ende kohezioni beton-armaturë.

Kontrolli konsiston në :

$$a_{krit} \leq [a_{krit}] \quad (5)$$

a_{krit} – madhësia e hapjes së të plasurave si rezultat i veprimit të përbashkët të forcave të jashtme me paranderjen.

l_{krit} - largësia midis plasaritjeve si rezultat i veprimit të përbashkët të forcave të jashtme me paranderjen.

$[a_{krit}]$ – madhësia e hapjes së të plasurave kufitare e lejuar, e cila në disa kushte teknike të projektimit, pranohet 0.2mm

Largësia midis plasaritjeve gjendet me formulën :

$$l_{krit} = \frac{u}{\mu} \eta \quad (6)$$

Ku $u = \frac{A_{sp} + A_s}{s}$ raporti i sipërfaqes së armaturës me perimetrin e përgjithshëm të tyre

$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{A_b}$, koeficienti i armimit.

η - koeficient qe varet nga lloji i muraturës.

Madhësia e hapjes së plasaritjeve gjendet me formulën:

$$a_{krit,i} = \psi_{a,i} \frac{\sigma_a}{E_a} * l_{krit} \quad (7)$$

$\psi_{a,i}$ - koeficienti i cili merr parasysh punën e betonit në tërheqje në intervalin midis dy plasjeve dhe që për elementet e paranderur merret:

- Për ngarkesat me veprim të shkurter:
$$\psi_a = 1 - 0.7 \frac{N_p - N_{(\sigma_b=0)}}{N_i - N_{(\sigma_b=0)}} \quad (8)$$

- Për ngarkesat me veprim të gjate :
$$\psi_a = 1 - 0.35 \frac{N_p - N_{(\sigma_b=0)}}{N_i - N_{(\sigma_b=0)}} \quad (9)$$

σ_a - sforcim mesatar në armaturën e zakonshme dhe në atë të paranderur:

$$\sigma_a = \frac{N_p - N_{(\sigma_b=0)}}{A_{sp} - A_s}$$

N_i – forca tërheqëse nga ngarkesat e jashtme

$N_{(\sigma_b=0)}$ - forca tërheqëse në armaturën e paranderur në momentin kur zhduket efekti i paranderjes mbi beton, dmh kur $\sigma_b=0$ dhe që përcaktohet nga formula:

$$N_{(\sigma_b=0)} = A_{sp} * \gamma_t * (\sigma_o - \sigma_h) \quad (11)$$

N_p – forca tërheqëse në momentin kur $\sigma_b = R_{bt}$. Gjëndet nga ana e djathtë e formules (4)

γ_t - koeficienti i saktësisë në tërheqje që merret 0.9

Kështu madhësia e plotë e hapjes së të plasurave nga veprimi i përbashket i ngarkesave me veprim të gjate e shkurtër do të jetë:

$$a_{krit} = a_{krit,1} + a_{krit,2} + a_{krit,3} \quad (12)$$

$a_{krit,1}$ - madhësia e hapjes së plasaritjeve nga veprimi i ngarkesave, sikur të vepronin për një kohë të shkurtër.

$a_{krit,2}$ - madhësia e hapjes së plasaritjeve nga veprimi i ngarkesave me veprim të gjatë, sikur të vepronin për një kohë të shkurtër.

$a_{krit,3}$ - madhësia e hapjes së plasaritjeve nga veprimi ngarkesave me veprim të gjatë.

7.LLOGARITJE NË SHTYPJE QËNDRORE PËR SHKAK TË VEPRIMIT TË FORCES SË PARANDERJES TË ELEMENTËVE, TË CILËT NËN VEPRIMIN E FORCAVE TË JASHTME PUNOJNË NË TËRHEQJE QËNDRORE.

Keta lloj elementësh përveç llogaritjeve të tjera duhet të kontrollohen edhe në shtypjen qëndrore për shkak të veprimit të forcës së paranderjes.

$$N_{01} = A_b * R_b^{mb} + A_s * R_s \quad (13)$$

N_{01} – forca e paranderjes pasi kanë ndodhur humbjet e para.

Në formulën (13) e panjohur është A_s :

$$A_s = \frac{N_{01} - A_b * R_b^{mb}}{R_s} \quad (14)$$

R_b^{mb} - rezistenca e betonit në mbingjeshje

Mund të ndodhë që A_a e llogaritur me formulën (14) të dalë negative. Kjo do të thotë se vetem betoni është i aftë të perballojë forcën shtypëse të paranderjes. Edhe kur me llogaritje del se nuk ka nevojë për A_s përsëri vendosim një armaturë minimale të domosdoshme. Mqs A_s ndikon për keq në forcën e brëndshme tërheqëse kufitare, vlera e saj duhet marrë sa më e vogël të jetë e mundur.

KAPITULLI V

1. ETAPAT E GJENDJES SË BRËNDSHME TË NDERUR TË ELEMENTËVE QË PUNOJNË NË PËRKULJE

Marrim në studim një element betonarme të paranderur mbi të cilin në një çast të caktuar kohe fillojmë të zbatojmë një forcë P që rritet vazhdimisht, shiko figurën 1. Që nga momenti i zbatimit të forcës e deri në shkatërrimin e elementit dallojmë tre etapa kryesore të punës së elementit të paranderur.

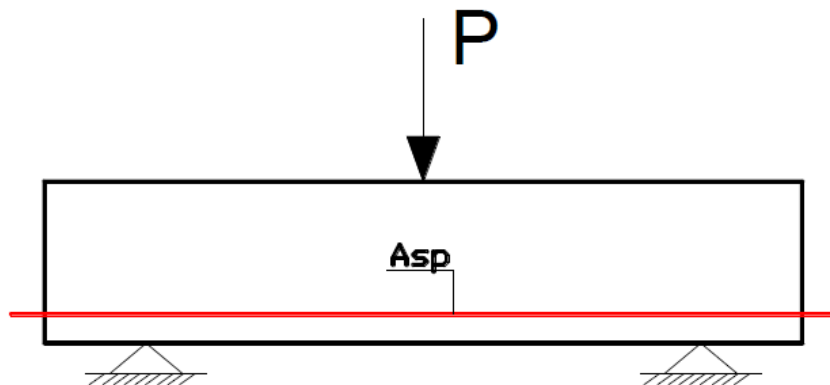


Fig.1[3]

Etapa 1

Fillon në momentin kur nis veprimi i forcës P . Me rritjen graduale të forcës vjen një moment kur sforcimet në beton në zonën e tërhequr arrijnë vlerën e R_{bt} , që është rezistenca e betonit në tërheqje. Në këtë moment përfundon etapa 1. Kjo etapë shërben si bazë për llogaritjen e elementeve ku plasaritjet nuk janë të lejuara. Gjatë kësaj etape për të përballuar sforcimet tërheqëse prej ngarkesave të jashtme punojnë së bashku betoni dhe armatura.

Etapa 2

Fillon në momentin kur përfundon etapa 1, pra fillon në momentin kur sforcimet në beton në zonën e tërhequr kalojnë R_{bt} . Në element shfaqen plasaritjet e para. Në seksionin e plasaritjeve nuk ka kohezion beton - armaturë. Në zonën midis plasaritjeve ruhet ende ky kohezion. Me rritjen e mëtejshme të forcës P , vjen një moment kur prishet plotësisht kohezioni beton - armaturë. Në këtë moment përfundon etapa 2. Kjo etapë shërben si bazë për llogaritjen e elementëve ku plasaritjet janë të lejuara por të kufizuara.

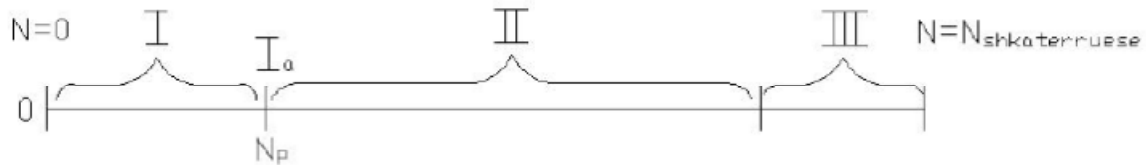
Etapa 3

Fillon në momentin kur përfundon etapa 2 dhe mbaron kur elementi shkatërrohet plotësisht. Në këtë etapë betoni në zonën e tërhequr del plotësisht jashtë pune. Të gjitha sforcimet tërheqëse përballohen vetëm nga armatura. Sforcimet në armaturë arrijnë vlerën e R_s . Në zonën e shtypur sforcimet në beton arrijnë R_b , që është rezistenca e betonit në shtypje. Kjo etapë shërben-si bazë për llogaritjen e elementëve në aftësi mbajtëse.

Të gjitha shpjegimet e dhëna për të tre etapat janë njëjloj me ato të dhëna në rastin e një elementi

betonarme të zakonshëm. Kjo do të thotë se nga ana cilësore gjendja e sforcuar e një elementi betonarme të zakonshëm dhe ajo e një elementi betonarme të paranderur janë njëloj. Po t'i paraqesim grafikisht te tre etapat do të kishim:

a) Element i zakonshem b/a



b) Element i paranderur

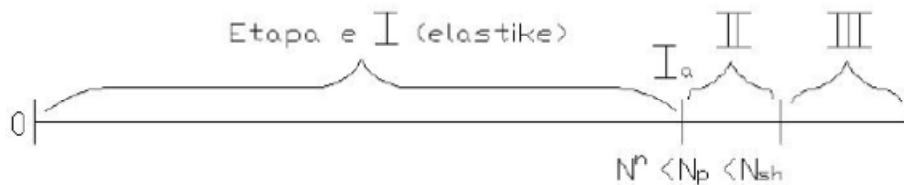


Fig.2[3]

Figura 2a paraqet tre etapat e një elementi të zakonshëm. Figura 2b paraqet tre etapat e një elementi të paranderur. Vihet re se të dy segmentet kanë të njëjtën gjatësi. Kjo do të thotë se të dy elementet shkatërrohen në të njëjtën kohë dhe për të njëjten forcë të jashtme. Sigurisht nëse i vendosim në kushte të njëjta, d.m.th. të dy elementet kanë të njëjtën sasi armature, të njëjtin seksion tërthor, të njëjtën klasë çeliku dhe të njëjtën klasë betoni.

Vihet re se në elementin e paranderur etapa 1, pa plasaritje, është më e gjatë se në elementin e zakonshëm. Kjo do të thotë se në elementin e paranderur plasaritjet krijohen më vonë dhe për një ngarkesë më të madhe se në elementin e zakonshëm.

Si përfundim paranderja nuk rrit aftësinë mbajtëse të elementit në etapën e tretë (etapën e shkatërrimit). Një element betonarme i zakonshëm dhe një i paranderur shkatërrohen në të njëjtën kohë dhe për të njëjtën forcë të jashtme. Ndërkohë paranderja rrit aftësinë mbajtëse kundrejt plasaritjeve. Rritja e aftësisë mbajtëse ndaj plasaritjeve çon në rritjen e shtangësisë së elementit.

2. FAZAT E GJENDJES SE BRENDSHME TE NDERUR TE ELEMENTEVE QE PUNOJNE NE PERKULJE, TE REALIZUAR ME PARANDERJEN NE MBESHETJE

Fazat e gjendjes së brendshme të nderur të një elementi që punon në përkulje të realizuar me metodën e paranderjes në mbështetje janë:

Faza1: Është përgatitur sheshi i betonimit. Armatura është kapur në të dy skajet e saj në pajisjet përkatëse, por nuk është tërhequr..

$$\sigma_{sp} = \sigma'_{sp}$$

σ_{sp} – sforcimet në armaturën e paranderur të vendosur në zonë e tërhequr A_{sp}

σ'_{sp} – sforcimet në armaturën e paranderur të vendosur në zonë e shtypur A'_{sp}

Për sforcimet në beton s'flasim dot se elementi s'është betonuar akoma.

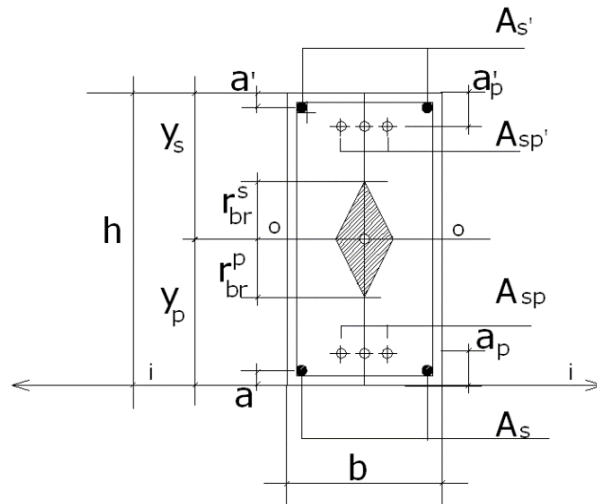


Fig.3

Faza II: Tërheqim armaturën. Sforcimet e armaturës të vendosur në zonën e tërhequr janë:

$$\sigma_{sp} = \sigma_0$$

Sforcimet e armaturës të vendosur në zonën e shtypur janë:

$$\sigma'_{sp} = \sigma'_0$$

σ_0 - sforcimet fillestare të kontrolluara në armaturën e paranderur A_{sp}

σ'_0 - sforcimet fillestare të kontrolluara në armaturën e paranderur A'_{sp}

Faza III: Betononjmë elementin. Presim derisa marka ose klasa e betonit të arrijë 70-75 % të markës apo klasës përfundimtare. Në armaturë kanë ndodhur humbjet e para të sforcimeve:

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_{h1} \quad \sigma'_{sp} = \sigma'_0 - \sigma'_{h1}$$

σ_{h1} - humbjet e para të sforcimeve në armaturën e paranderur A_{sp}

σ'_{h1} - humbjet e para të sforcimeve në armaturën e paranderur A'_{sp}

$\sigma_b = 0$, pasi armatura nuk është lëshuar.

σ_b - sforcimet në beton

Faza IV: Lëshojmë armaturën. Në momentin e lëshimit mbi element fillon të veprojë forca e paranderjes, e cila shprehet:

$$N_{01} = A_{sp} \gamma_t (\sigma_0 - \sigma_{h1}) + A'_{sp} \gamma_t (\sigma'_0 - \sigma'_{h1})$$

N_{01} – forca e paranderjes pasi kanë ndodhur humbjet e para.

γ_t - koeficienti i saktësisë së tërheqjes $\gamma_t=0.9 ; 1 ; 1.1$

Jashtëqëndërsia e forcës N_{01} kundrejt boshtit që kalon nga qendra e rëndesës është e_{01} :

$$e_{01} = \frac{A_{sp} \gamma_t * (\sigma_0 - \sigma_h) * (y_p - a_p) - A'_{sp} \gamma_t * (\sigma'_0 - \sigma'_{h1}) * (y_s - a'_p)}{N_{01}}$$

Forca e paranderjes shkakton në element shtypje me përkulje (shtypje jashtëqëndrore). Forca e paranderjes e shkurton elementin betonarme. Si rezultat i kohezionit beton - armaturë, bashkë me betonin shkurtohet dhe armatura. Për pasojë sforcimet në armaturën e paranderur zvogëlohen. Në fillim të fazës IV sforcimet në armature janë:

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_{h1} \qquad \sigma'_{sp} = \sigma'_0 - \sigma'_{h1}$$

Në fund të fazës IV sforcimet në armaturë janë:

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_{h1} - \nu * \sigma_{b \equiv A_{sp}}$$

$$\sigma'_{sp} = \sigma'_0 - \sigma'_{h1} - \nu * \sigma_{b \equiv A'_{sp}}$$

$$\sigma_{b \equiv A_{sp}} = -\frac{N_{01}}{A_{red}} - \frac{N_{01} * e_{01}}{I_{red}^{o-o}} * (y_p - a_p) - \frac{M_{pv}}{I_{red}^{o-o}} * (y_p - a_p)$$

$$\sigma_{b \equiv A'_{sp}} = -\frac{N_{01}}{A_{red}} - \frac{N_{01} * e_{01}}{I_{red}^{o-o}} * (y_s - a'_p) - \frac{M_{pv}}{I_{red}^{o-o}} * (y_s - a'_p)$$

Simboli $\sigma_{b \equiv A_{sp}}$ - tregon sforcimet në beton në fibrat që I korrespondojnë qendrës së rëndesës së armaturës A_{sp}

Simboli $\sigma'_{b \equiv A'_{sp}}$ - tregon sforcimet në beton në fibrat që I korrespondojnë qendrës së rëndesës së armaturës A'_{sp}

M_{pv} - momenti përkulës prej peshës vetiake.

Faza V: Në armaturë kanë ndodhur humbjet e dyta, d.m.th. të gjitha humbjet.

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_{h1} - \sigma_{h2} = \sigma_0 - \sigma_h$$

$$\sigma'_{sp} = \sigma'_0 - \sigma'_{h1}$$

Si rezultat i veprimit të forcës së paranderjes N02 elementi shkurtohet duke marrë me vete dhe armaturën. Për pasojë në fund të fazës V sforcimet në armaturë janë :

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_h - \nu * \sigma_{b \equiv A'_{sp}}$$

$$\sigma'_{sp} = \sigma'_0 - \sigma'_{h1} - \nu * \sigma_{b \equiv A'_{sp}}$$

$$N_{02} = A_{sp} \gamma_t (\sigma_0 - \sigma_{h1}) + A'_{sp} \gamma_t (\sigma'_0 - \sigma'_{h1})$$

$$e_{02} = \frac{A_{sp} \gamma_t * (\sigma_0 - \sigma_h) * (y_p - a_p) - A'_{sp} \gamma_t * (\sigma'_0 - \sigma'_{h1}) * (y_s - a'_p)}{N_{02}}$$

$$\sigma_{b=A'_{sp}} = -\frac{N_{02}}{A_{red}} - \frac{N_{02} * e_{02}}{I_{red}^{o-o}} * (y_s - a'_p) - \frac{M_{pv}}{I_{red}^{o-o}} * (y_s - a'_p)$$

$$\sigma_{b=A_{sp}} = -\frac{N_{02}}{A_{red}} - \frac{N_{02} * e_{02}}{I_{red}^{o-o}} * (y_p - a_p) - \frac{M_{pv}}{I_{red}^{o-o}} * (y_p - a_p)$$

Faza VI: Elementi vendoset në vepër. Mbi të fillojnë të veprojnë ngarkesat e jashtme të cilat dalëngadalë asnjënjësojnë veprimin e paranderjes. Vjen një moment kur sforcimet në beton në zonën e tërhequr bëhen: $\sigma_b = 0$

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_{h1}$$

Sforcimet në armaturën e paranderur janë:

Që nga ky moment elementi sillet si i zakonshëm, jo i paranderur.

Faza VII: Si rezultat i veprimit ngarkesës ëe jashtme një pjesë e seksionit punon në shtypje dhe një pjesë në tërheqje. Kjo fazë perfundon në momentin kur sforcimet në beton arrijnë R_{bt} . Pra

$$\sigma_b = R_{bt}$$

Kjo fazë përkon me etapën e parë të gjendjes së brendshme të nderur të elementit që punon në përkulje. Gjatë gjithë kësaj faze ruhet varësia në përpjestim të drejtë midis sforcimeve dhe deformimeve. Në element s'ka plasaritje. Kjo etapë shërben si bazë për llogaritjen e elementëve kur plasaritjet janë të ndaluara.

Faza VIII: Sforcimet në zonën e tërhequr kalojnë R_{bt} . Në element shfaqen plasaritjet e para. Në zonën midis dy plasaritjeve ruhet kohezioni beton - armaturë. Kjo fazë përkon me etapën e dytë dhe shërben si bazë për llogaritjen e elementëve kur të plasurat janë të lejuara por të kufizuara.

Faza IX: Betoni në zonën e tërhequr del plotësisht jashtë pune, prishet kohezioni beton - armaturë. Sforcimet tërheqëse përballohen vetëm nga armatura. Kjo fazë shërben si bazë për llogaritjen e elementëve në aftësi mbajtëse.

$$\sigma_h^t = 0 \quad \sigma_b^{sh} = R_b \quad \sigma_{sp} = R_{sp} \quad \sigma'_{sp} = R_{sp} - \gamma_t * (\sigma'_0 - \sigma'_{h1})$$

σ_h^t - sforcimet në beton në zonën e tërhequr

σ_b^{sh} - sforcimet në beton në zonën e shtypur

R_b - rezistenca në shtypje e betonit

σ'_{sp} - sforcimet në armaturën e paranderur të vendosur në zonën e tërhequr, A_{sp}

σ'_{sp} - sforcimet në armaturën e paranderur të vendosur në zonën e shtypur, A'_{sp}

R_{sp} - rezistenca e armaturës së paranderur A_{sp}

R'_{sp} - rezistenca e armaturës së paranderur A'_{sp}

3. FAZAT E GJENDJES SE BRENDSHME TE NDERUR TE ELEMENTEVE QE PUNOJNE NE PERKULJE, TE REALIZUAR ME PARANDERJEN NE BETON

Faza I: Elementi është betonuar. Në vendet e duhura janë lënë kanalformuesit. Marka apo klasa e betonit ka arritur 70-75 % të markës apo klasës përfundimtare. Elementi është kapur në të dy skajet por s'është tërhequr. Kemi:

$$\sigma_b = 0 \quad \sigma_{sp} = \sigma'_{sp}$$

Faza II: Fillojmë të tërheqim armaturën. Duam që të shkaktojmë sforcimet në të sforcimet σ_0 dhe σ'_0 . σ_0 në A_{sp} dhe σ'_0 në A'_{sp} . Njëkohësisht me tërheqjen fillojmë të lindin humbjet e para, për shkak të deformimit të pajisjeve kapeëse, për shkak të fërkimit të armaturës me kanalformuesin ose për shkak të mbylljes së fugave nëse elementi është me pjesë. Proçesi i tërheqjes përfundon në momentin kur sforcimet në armaturë bëhen :

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_{hl} \qquad \sigma'_{sp} = \sigma'_0 - \sigma'_{hl}$$

Faza III: Lëshojmë armaturën. Forca e paranderjes N_0 i vepron mbi elementin duke e shtypur dhe e shkurtuar atë. Bashkë me betonin shkurtohet dhe armatura. Për pasojë kemi një rënie të sforcimeve. Në fillim të fazës III sforcimet në armaturë do të ishin :

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_{hl} \qquad \sigma'_{sp} = \sigma'_0 - \sigma'_{hl}$$

Në fund të fazes do ti kemi :

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_{hl} - \nu * \sigma_{b \equiv A_{sp}}$$

$$\sigma'_{sp} = \sigma'_0 - \sigma'_{hl} - \nu * \sigma_{b \equiv A'_{sp}}$$

Për të llogaritur N_{01} , e_{01} , $\sigma_{b \equiv A_{sp}}$, $\sigma'_{b \equiv A'_{sp}}$, vlejné të njejta formula si në rastin e paranderjes në mbështetje.

4. LLOGARITJA NË AFTËSI MBAJTËSE KUNDREJT MOMENTIT PËRKULËS TË ELEMENTEVE QË PUNOJNË NË PËRKULJE, ME SEKSION TËRTHOR KATËRKËNDËSH KËNDËDREJTË

Në figurën 4, jepet gjëndja e sforcuar e brëndshme e një elementi të tillë, në etapën e tretë të gjëndjes së brëndshme të nderur.

Shkruajmë ekuacionin e ekuilibrit:

$$\sum M_{A_s + A_{sp}} = 0 \Rightarrow -M + A_{sc} R_{sc} * (h_0 - a') + A'_{sp} \sigma'_{sp} * (h_0 - a_p') + A_b R_b * (h_0 - \frac{x}{2}) = 0 \qquad (1)$$

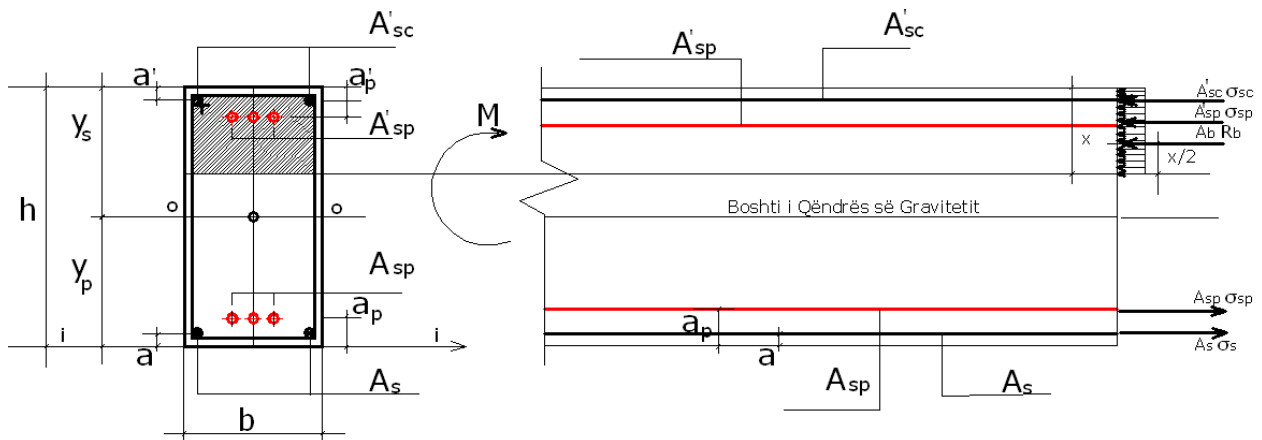


Fig.4

Ne formulen (1) e panjohur eshte vetem “ x - lartesia e zones se shtypur”.

M → Momenti prej forcave te jashtme, i cili njihet

A_{sc} - armatura e zakonshme e vendosur ne zonen e shtypur, mund te shenohet edhe A'_s

R_{sc} — rezistenca perkatese

A_b - siperfaqja e zones se shtypur te betonit

$$\sigma'_{sp} = R_{sp} - \gamma_t * (\sigma'_0 - \sigma'_{h1})$$

Shyrtojme më vete $A_b R_b * (h_0 - x/2)$. Kështu :

$$A_b R_b * (h_0 - \frac{x}{2}) = b * x * R_b * (h_0 - 0.5x)$$

Shënojmë :

$$x = \xi * h_0$$

$$b * \xi * h_0 * R_b * (h_0 - 0.5 * \xi * h_0) \Rightarrow b * h_0^2 * R_b * \xi * (1 - 0.5 * \xi) = A_0 * b * h_0^2 * R_b \quad (2)$$

Duke patur parasysh (2) , (1) shkruhet :

$$-M + A_{sc} R_{sc} * (h_0 - a') + A'_{sp} \sigma'_{sp} * (h_0 - a'_p) + A_0 * b * h_0^2 * R_b = 0$$

$$A_0 = \frac{M - A_{sc} R_{sc} * (h_0 - a') - A'_{sp} \sigma'_{sp} * (h_0 - a'_p)}{b * h_0^2 * R_b}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow -A_{sc} R_{sc} - A'_{sp} \sigma'_{sp} - b * \xi * h_0 * R_b + A_{sp} R_{sp} + A_s R_s = 0$$

$$A_{sp} = \frac{A_{sc} R_{sc} + A'_{sp} \sigma'_{sp} + b * \xi * h_0 * R_b - A_s R_s}{R_{sp}} \quad (4)$$

Pas kësaj llogaritim ζ dhe me tej $x = \zeta h_0$, nga ekuacioni i dytë i ekuilibrit gjejmë A_{sp}

Nqs mungon A_{sp} dhe A'_s shprehja (4) ndryshon :

$$A_{sp} = \frac{b * \xi * h_0 * R_b}{R_{sp}} \quad (5)$$

5. LLOGARITJA NË AFTËSI MBAJTËSE KUNDREJT MOMENTIT PËRKULËS TË ELEMENTËVE QË PUNOJNË NË PERKULJE, ME SEKSION TËRTHOR NË FORMË T-je

Dallojmë tre raste.

Rasti 1. Raporti $h'_f / h < 0.05$, shiko në figurën 5.

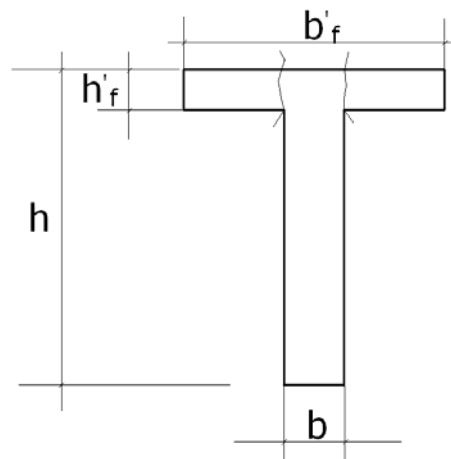


Fig.5

Në këtë rast elementi llogaritet si me seksion tërthor katërkëndësh këndrejtë me përmasa $b \cdot h$. Nuk sigurohet puna e përbashkët midis pllakës dhe brinjës, sepse në zonën e bashkimit të tyre linden plasaritje, pllaka është shumë e hollë.

Rasti 2. Raporti $h'_f / h > 0.05$, shiko në figurën 6.

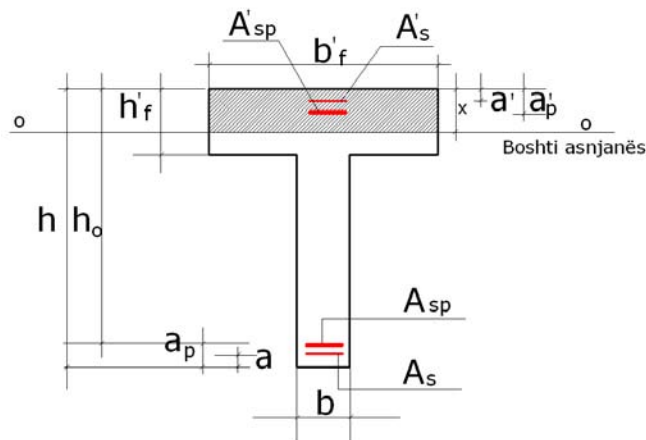


Fig.6

Për të gjykuar se ku bie boshti asnjanes, gjendet momenti kundrejt qendrës së gravitetit të armaturës së tërhequr që mban pllaka:

$$M_{pll} = b'_f h'_f R_b (h_0 - 0.5h'_f) + A'_{sp} \sigma'_{sp} (h_0 - a'_p) + A_{sc} R_{sc} (h_0 - a') \quad (6)$$

N.q.s $M < M_{pll}$ atëherë $x < h'_f$, nga ku del që boshti asnjanes bie në pllakë dhe elementi llogaritet si me seksion katërkëndësh këndrejtë me përmasa $b'f * h$.

Rasti 3. Raporti $h'_t / h > 0.05$, shiko në figurën 7, ndërsa $M > M_{pll}$. Në këtë rast $x > h'_f$, boshti asnjanes bie në brinjë, elementi llogaritet me seksion në formë T-je, ashtu siç është faktikisht.

Ne kete rast gjendja e sforcuar jepet ne figuren 7.

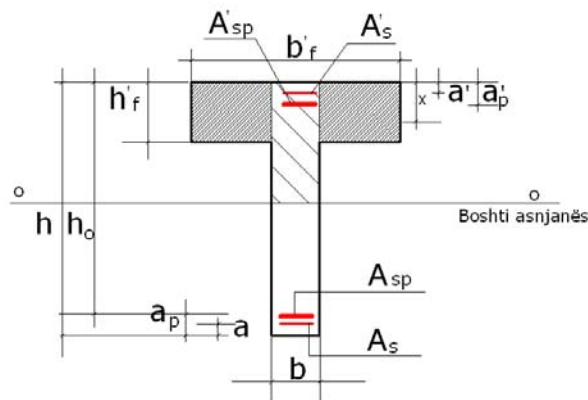


Fig.7

Shkruajmë ekuacionin e ekuilibrit:

$$\sum M_{A_s + A_{sp}} = 0$$

$$-M + A_{sc} R_{sc} * (h_0 - a') + A'_{sp} \sigma'_{sp} * (h_0 - a_p') + A_{bv} R_b * (h_0 - 0.5h'_f) + A_{bb} R_b (h_0 - 0.5x) = 0$$

A_{bv} - sipërfaqja e zonës së shtypur të betonit që i takon “veshëve”, $A_{bv} = (b'_f - b)h'_f$

A_{bb} - sipërfaqja e zonës së shtypur të betonit që i takon brinjës, $A_{bb} = b x$

$$\sigma'_b = R'_{sp} - \gamma_t * (\sigma'_0 - \sigma'_h)$$

Në shprehjen (7) i panjohur është x . Duke shënuar $x = \xi h_0$ dhe duke transformuar shprehjen (7) arrijmë në shprehjen (8):

$$A_0 = \frac{(M - A_{sc} R_{sc} (h_0 - a') - A'_{sp} \sigma'_{sp} (h_0 - a'_p) - (b'_f - b) h'_f R_b (h_0 - 0.5 h'_f))}{b h_0^2 R_b} \quad (8)$$

Pas kesaj llogaritim $\xi = 1 - (1 - 2 A_0)^{1/2}$ dhe me tej $x = \xi, h_0$.

$$-A_{sc} R_{sc} - A'_{sp} \sigma'_{sp} - (b'_f - b) h'_f R_b - \xi b h_0 R_b + A_{sp} R_{sp} + A_s R_s = 0 \quad (9)$$

Shkruajmë ekuacionin e dytë të ekuilibrit:

$$\sum F_x = 0$$

$$A_{sp} = (A_{sc} R_{sc} + A'_{sp} \sigma'_{sp} - (b'_f - b) h'_f R_b + \xi b h_0 R_b - A_s R_s) / R_{sp} \quad (10)$$

Ne shprehjen (9) e panjohur është A_{sp} .

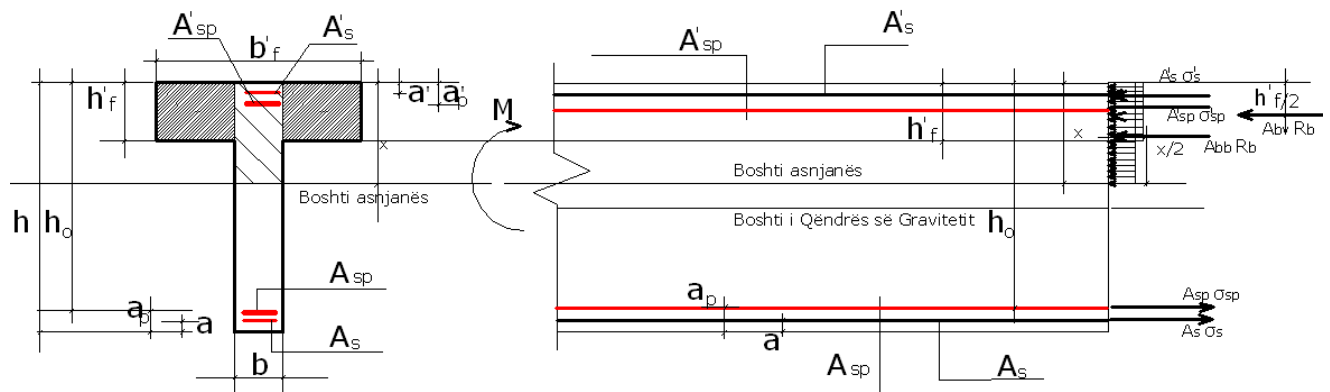


Fig.8

KAPITULLI VI

1.NDIKIMI I PARANDERJES NË PUNËN E ELEMENTIT KUNDREJT FORCAVE PRERSE

Duke theksuar që në fillim se paranderja, me anë të efektit të saj shtypëse, ndikon pozitivisht në punën e elementit betonarme të paranderur, kundrejt forcave prerse. Po të krahasojmë një element betonarme të paranderur me një të zakonshëm (jot ë paranderur) do të vemë këto epërsi të të parit në punën e tij kundrejt forcave prerse:

Së pari, si pasojë e sforcimeve shtypëse në drejtimin horizontal prej forcës së paranderjes σ_x , sforcimet tërheqëse kryesore $\sigma_{kr,t}$ në beton ulen në mënyrë të ndjeshme dhe janë më të vogla se në elementin e zakonshëm jo të paranderur.

Së dyti, si pasojë e sforcimeve shtypëse në drejtimin horizontal prej forcës së paranderjes σ_x , rritet këndi i veprimit të sforcimeve tërheqëse kryesore $\sigma_{kr,t}$ d.m.th drejtimi i veprimit të tyre i afrohet drejtimin të stafave vertikale. Në këtë mënyrë rritet efektiviteti i shfrytëzimit të stafave. Për forca prerëse të barabarta sipërfaqja e stafave të nevojshme është më e vogël se në elementin e zakonshëm.

Së treti, në rast se në elementin betonarme të paranderur ka stafa të paranderura apo armaturë të paranderur të lakuar atëherë si rezultat i pranisë së sforcimeve shtypëse vertikale prej paranderjes σ_y kemi ulje të mëtejshme të sforcimeve tërheqëse kryesore $\sigma_{kr,t}$

Së katërti, në rastin e paranderjes me armaturë të lakuar, si pasojë e përbërësve vertikalëtë forcës së paranderjes në drejtim të kundërt me atë të forcës prerëse prej ngarkesave të jashtme, ulet së tepërmi forca prerse që realisht vepron në element.

Për të shpjeguar më hollësisht katër epërsitë e përmëndura më sipër nisemi nga formula e përcaktimit të sforcimeve kryesore në tërheqje apo në shtypje.

$$\sigma_{kr,t} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left[\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2 \right]} \quad (1)$$

$$\sigma_{kr,sh} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left[\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2 \right]} \quad (2)$$

Drejtimi x është drejtimi i boshteve gjatësor të elementit. Drejtimi y është drejtimi pingul me drejtimin x.

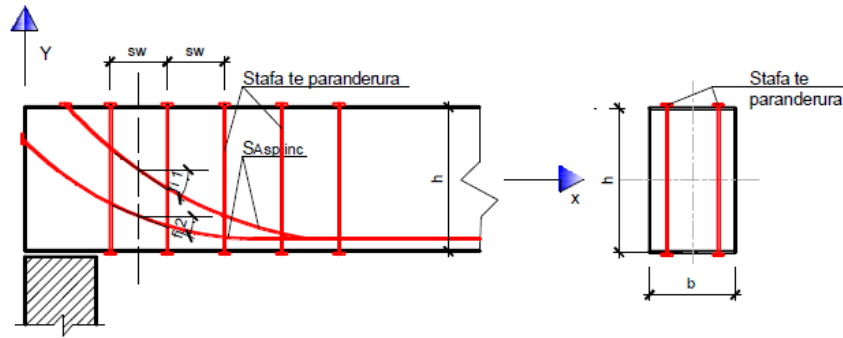


Fig.1[3]

Në elementët betonarme të zakonshëm (jo të paranderur), që punojnë në përkulje, mungojnë forcat e jashtme që mund të shkaktojnë sforcime normale vertikale σ_y , kështu që në këtë rast formula (1) dhe (2) shkruhen:

$$\sigma_{kr,t} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left[\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2 \right]} \quad (3)$$

$$\sigma_{kr,sh} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left[\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2 \right]} \quad (4)$$

Formula (3) dhe (4) janë të vërteta edhe për elementet betonarme të paranderur kur mungojnë stafat e paranderura dhe kur trajektorja e armaturës së paranderur është një drejtëz paralel me aksin gjatësor të elementit.

Për elementët betonarme, më të rrezikshëm janë sforcimet kryësore tërheqëse $\sigma_{kr,t}$, të cilat e detyrojnë betonin të punojë në tërheqje.

Në elementët betonarme të zakonshëm (jot ë paranderur) sforcimet normale sipas drejtimit x shkaktohen prej momentit përkulës. Këto sforcime llogariten me formulën:

$$\sigma_x = \pm \frac{M_y}{I} \quad (5)$$

M – momenti përkulës prej ngarkesave të jashtme vepruese

y – largësia nga boshti asnjëanës, e fibrave ku llogariten sforcimet σ_x

I – momenti i inercisë së seksionit tërthor, kundrejt bushtit që kalon nga qendra e rëndesës

Siç dihet, këto sforcime mund të jenë në tërheqje (+) apo në shtypje (-). Në boshtin asnjëanës $\sigma_x = 0$. Meqënëse në boshtin asnjëanës $\sigma_x = \sigma_y = 0$ atëherë, duke u bazuar në formulat (1) dhe (2) kemi:

$$\sigma_{kr,t} = +\tau; \quad \sigma_{kr,sh} = -\tau \quad (6)$$

Këndi α që formojnë sforcimet kryesore kundrejt boshtit gjatësor gjendet me formulën:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = 2\tau / (\sigma_x - \sigma_y) \quad (7)$$

Nëse $\sigma_y = 0$ atëherë $\operatorname{tg} 2\alpha = 2\tau / \sigma_x$. Nëse $\sigma_x = \sigma_y = 0$ atëherë $\operatorname{tg} \alpha = \infty$ dhe $\alpha = 45$ gradë. Pra, në elementin betonarme të zakonshëm (jo të paranderur) drejtimi i sforcimeve kryesore (në afërsi të bushtit asnjëanes) formon me këtë bosht këndin 45 gradë.

Në elementin betonarme të paranderur sforcimet normale σ_x llogariten me formulën:

$$\sigma_x = -\frac{N_{02}}{A_{red}} \pm \frac{N_{02} * e_{02} * y}{I_{red}} \pm \frac{M * y}{I_{red}} \quad (8)$$

N_{02} – forca e paranderjes pasi kanë ndodhur të gjitha humbjet, e llogaritura me $\gamma_t = 0.9$

e_{02} – jashtëqëndërsia e N_{02}

M – moment përkulës prej ngarkesave të jashtme vepruese.

y – largësia nga boshti asnjëanës, e fibrave ku llogariten sforcimet σ_x

Prania e sforcimeve tërheqëse prej paranderjes zvogëlon shumë sforcimet kryesore në tërheqje .

Nëse në elementin e paranderur ka stafa të paranderura apo trajektorja e armaturës së paranderur është e lakuar atëherë, $\sigma_y \neq 0$. Për të llogaritur sforcimet normale vertikale (sipas drejtimimit y) për shkak të stafave të paranderura përdoret formula:

$$\sigma_y = \frac{n * a_{spw} * \sigma_{02}}{s_w * b}$$

n – numri i degëve punuese të një stafe të paranderur, në Fig. 1 kemi $n=2$

a_{spw} – sipërfaqja e seksionit tërthor të një dege punuese të stafës së paranderur

σ_{02} - sforcimet në stafat e paranderura pasi kanë ndodhur të gjitha humbjet

S_e – hapi i stafave apo largësia midis stafave

b – gjerësia e seksionit tërthor të elementit

Për të llogaritur sforcimet vertikale (sipas drejtimit y) për shkak të muraturës së lakuar të paranderura përdoret formula:

$$\sigma_y = \frac{\sum A_{sp,inc} * \sigma_{02} * \sin \varphi}{b * U}$$

$\sum A_{sp,inc}$ - shuma e sipërfaqeve të armaturave të paranderura të lakuara

σ_{02} - sforcimet në armaturat e paranderura të lakuara pasi kanë ndodhur të gjitha humbjet

φ - këndi i pjerrësimit (inklinimit) të armaturave të paranderura të lakuara

b – gjerësia e seksionit tërthor të elementit

$U = 0.5h$

h – lartësia e seksionit tërthor të elementit

Prania e sforcimeve shtypëse horizontale dhe vertikale σ_x dhe σ_y , bën që vlera e sforcimeve kryesore në tërheqje të zvogëlohet shumë, bile mund që këto sforcime nga tërheqja të kthehen në shtypëse.

Gjithashtu prania e sforcimeve shtypëse horizontale dhe vertikale σ_x dhe σ_y sjell si pasojë rritjen e këndit që sforcimet kryesore në tërheqje formojnë me drejtimin horizontal. Kështu drejtimi i tyre i afrohet drejtimit të stafave vertikale duke rritur efektivitetin e përdorimit të stafave.

Në elementët betonarme të paranderur ku kemi armaturë të paranderur të lakuar forca e paranderjes përvec përbërëses së saj shtypëse horizontale ka edhe një përbërëse vertikale e cila është e drejtuar nga lart poshtë. Kjo përbërëse kundërshton forcën vepruese prerse Q prej ngarkesave të jashtme. Për pasojë në element nuk vepron forca Q , por një rezultante që llogaritet me formulën:

$$Q_{rez} = Q - \sum A_{sp,inc} * \sigma_{02} * \sin \varphi \quad (11)$$

Së fundit, formula e llogaritjes së sforcimeve tangenciale është:

$$\tau = \frac{Q * S_{red}^{o-o}}{I_{red}^{o-o} * b} \quad (12)$$

Q – forca prerëse vepruese prej ngarkesave të jashtme

S_{red}^{o-o} - moment statik e sipërfaqes mbi fibrat ku llogariten sforcimet kundrejt boshtit qe kalon nga qendra e rëndesës.

b – gjerësia e seksionit tërthor të elementit

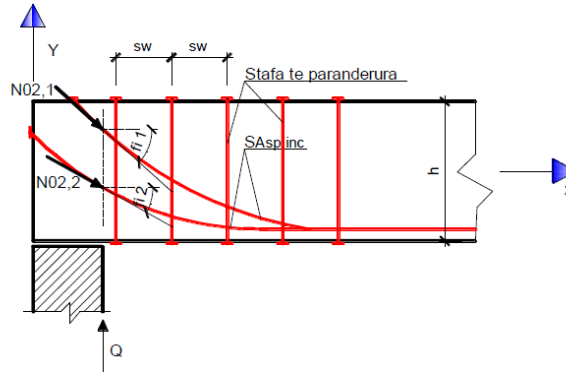


Fig.2[3]

2.LLOGARITJA E ELEMENTËVE TË PARANDERUR QË PUNOJNË NË PËRKULJE NË AFTËSI MBAJTËSE NGA VEPRIMI I FORCAVE PRERSE

Llogaritja e elementëve të paranderur që ndodhen në kushte pune përkulje, sipas aftësisë mbajtëse nga forcat prerëse, bëhet njëloj si edhe për elementët e zakonshëm. I vetmi ndryshim qëndron në forcën prerëse që mban betoni. Për ta llogaritur atë duhet të merret parasysh edhe efekti shtypës i parandërjes. Në figurën 3 është marrë në shqyrtim një prerje tërthore e pjerrët, pranë, mbështetjes, të një elementi betonarme të paranderur që punon në përkulje.

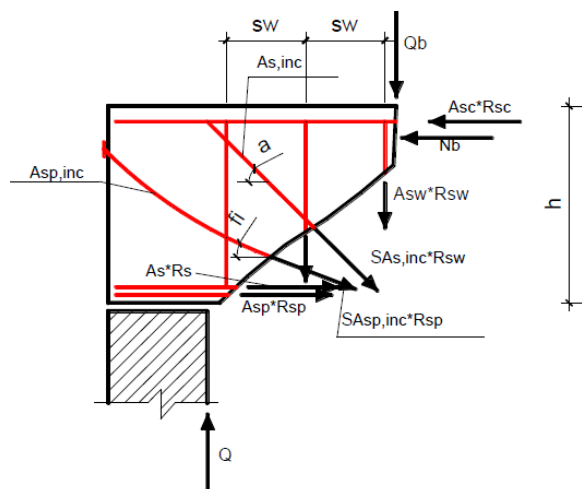


Fig.3[3]

Ekuacionet e ekuilibrit që shkruhen janë dy. Ekuacioni i parë është shuma e momenteve kundrejt pikës së zbatimit të forcës N_b të zonës së shtypur të betonit. Ekuacioni i dytë është shuma e forcave në boshtin vertikal, shiko fig.3

Nga ekuacioni i parë rrjedh:

$$M \leq A_s * R_s * z_s + A_{sp} * R_{sp} * z_{sp} + \sum A_{sp,inc} * R_{sp,inc} * z_{sp,inc} + \sum A_{s,inc} * R_{sw} * z_{s,inc} + \sum A_{sw} * R_{sw} * z_{sw} \quad (13)$$

$R_{s\bar{e}}$ – rezistenca e armaturës jot ë paranderur në punën e saj kundrejt forcave prerëse

$R_{sp,inc}$ – rezistenca e armaturës së paranderur, zakonisht $R_{sp,inc} = R_{sp}$

Në shprehjen (13) ana e majtë shpreh momentin përkulës veprues prej ngarkesave të jashme. Ana e djathtë shpreh momentin përkulës kufitar mbajtës të elementit betonarme të paranderur. Gjymtyra e parë e anës së djathtë, shpreh kontributin e armaturës së zakonshme të vendosur në zonën e tërhequr A_s në madhësinë e momentit kufitar mbajtës. Sigurisht nëse në elementin betonarme mungon armatura e zakonshme e vendosur në zonën e tërhequr atëherë kontributi i saj është zero. Gjytyra e dytë e anës së djathtë shpreh kontributin e armaturës së paranderur të vendosur në zonën e tërhequr A_{sp} në madhësinë e momentit kufitar mbajtës. Gjymtyra e tretë e anës së djathtë shpreh kontributin e armaturës së paranderur të inklinuar $A_{sp,inc}$ në madhësinë e momentit kufitar mbajtës. Sigurisht nëse në elementin betonarme mungon armature e paranderur e inklinuar atëherë kontributi përkatës i saj është zero. Gjymtyra e katërt e anës së djathtë shpreh kontributin e armaturë së zakonshme të inklinuar $A_{s,inc}$ në madhësinë e momentit kufitar mbajtës. Sigurisht nëse në elementin betonarme mungon armatura e zakonshme e inklinuar atëherë kontributi i saj është zero. Gjymtyra e pestë e anës së djathtë shpreh kontributin e stafave në madhësinë e momentit kufitar mbajtës. Që elementi të mos shkatërrohet duhet që nga ana e majtë e shprehjes (13) të jetë më e vogël ose në rastin kufi e barabartë me anën e djathtë. Zakonisht në zonat pranë mbështetjeve vlerat e momenteve nuk janë maksimale. Për këtë arsye kushti (13) në përgjithësi plotësohet me lehtësi. Në shprehjen (13) nuk është marrë parasysh ndikimi i forcës $A_{sc} R_{sc}$ pasi është i papërfillshëm. Madhësitë $z_s, z_{sp}, z_{sp,inc}, z_{s,inc}, z_{s\bar{e}}$ janë largësitë nga forcat përkatëse deri tek pika ku bëhet shuma e momenteve (krahët e forcave). Në rastin tonë kjo pikë është pika e zbatimit të forcës N_b të zonës së shtypur të betonit.

Nga ekuacioni i dytë i ekuilibrit del edhe formula që shpreh aftësinë mbajtëse të një elementi betonarme të paranderur kundrejt forcave prerëse:

$$Q \leq \sum A_{sp,inc} * R_{sp,inc} * \sin \varphi + \sum A_{s,inc} * R_{sw} * \sin \beta + \sum A_{sw} * R_{sw} * Q_b \quad (14)$$

φ - këndi i pjerrësimi (inklinimit) të armaturës së paranderur të lakuar.

β - këndi i pjerrësimi (inklinit) të armaturës së zakonshme

Në shprehjen (14) ana e majtë shpreh forcën prerëse vepruese ndaj ngarkesave të jashtme. Nëse në elementin betonarme të paranderur ka armaturë të paranderur të inklinuar atëherë në rolin e Q është Q_{rez} shiko formulën (11). Ana e djathtë shpreh forcën prerëse mbajtëse kufitare të elementit betonarme të paranderur. Gjymtyra e parë e anës së djathtë shpreh kontributin e armaturës së inklinuar të paranderur në madhësinë e forcës kufitare mbajtëse. Gjymtyra e dytë e anës së djathtë, shpreh kontributin e armaturës së inklinuar të zakonshme (jot ë paranderur) në madhësinë e forcës kufitare mbajtëse. Gjymtyra e tretë e anës së djathtë, shpreh kontributin e stafave në madhësinë e forcës kufitare mbajtëse. Gjymtyra e katërt e anës së djathtë, shpreh kontributin e betonit në madhësinë e forcës kufitare mbajtëse. Që elementi të mos shkatërrohet duhet që ana e majtë e shprehjes (14) të jetë më e vogël ose në rastin kufi e barabartë me anën e djathtë.

Nëse mungon armatura e inklinuar e paranderur dhe e zakonshme shprehja (14) shkruhet:

$$Q \leq \sum A_{sw} * R_{sw} + Q_b \quad (15)$$

Siç dihet kontributi i stafave në forcën mbajtëse kufitare mund të shprehet edhe në formën:

$$\sum A_{sw} * R_{sw} = q_{sw} = n * a_{sw} * R_{sw} / s_w \quad (16)$$

n – numri i degëve punuese të një stafe

$a_{së}$ – sipërfaqja e seksionit tërthor të një dege punuese të stafës

$s_ë$ – hapi i stafave apo largësia midis stafave

$R_{së}$ – rezistenca e stafave në punën e tyre kundrejt forcave prerëse

Forca prerëse që përballon betoni llogaritet me formulën:

$$Q = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) * R_{br} * b * h_o^2 / c \quad (17)$$

$$\varphi_{b2} = 2$$

φ_f - koeficient që merr parasysh ndikimin e pllakës në aftësinë mbajtëse kundrejt forcave prerëse.

Ky koeficient vlen për elementët me seksion tërthor në formë T-je apo dopio T-je

$$\varphi_f = 0.75(b'_f - b) * h'_f / b * h_0 \leq 0.5 \quad (18)$$

b'_f - gjerësia e pllakës së seksionit tërthor të një elementi T

b – gjerësia e brinjës së seksionit tërthor të një elementi T

h'_f - lartësia e pllakës së seksionit tërthor të një elementi T

h_o – lartësia e dobishme punuese e seksionit tërthor

φ_n - koeficient që marr parasysh ndikimin e forcës normale

$$\varphi_n = \frac{0.1 * N}{b * h_o * R_{bt}} \leq 0.5 \quad (19)$$

N – forca shtypëse normale. Në rastin tonë $N = N_{02}$, ku N_{02} është forca e paranderjes pasi kanë ndodhur të gjitha humbjet, e llogaritur për $\gamma_t = 0.9$

R_{bt} – rezistenca e betonit në tërheqje

b – gjerësia e seksionit tërthor të elementit

c – projekcioni horizontal i prerjes së pjerrët të marrë në shqyrtim

Forca prerëse minimale që përballon betoni llogaritet me formulën:

$$Q_b = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) * b * h_o * R_{bt} \quad (20)$$

$$\varphi_{b4} = 0.6$$

Në praktikë rritja e aftësisë mbajtëse kundrejt forcave prerëse për shkak të forcës shtypëse të paranderjes nuk merret parasysh, por lihet si rezervë. Kështu një element betonarme i zakonshëm dhe një i paranderur llogariten njëllë kundër forcave prerëse. Fillimisht gjendet sa është forca prerëse minimale që mban betoni:

$$Q_b = \varphi_{b4} * b * h_o * R_{bt} \quad (21)$$

Më tej llogaritet forca prerëse që përballojnë stafat dhe betoni së bashku:

$$Q_{sb} = \sqrt{4\varphi_{b2} * b * h_o^2 * R_{bt} * q_{sw}} \quad (22)$$

Nëse Q (apo Q_{rez}) është më e madhe se Q_{sb} atëherë vendoset armaturë e kthyer e zakonshme (jo e paranderur), që llogaritet me formulën:

$$A_{s,inc} = \frac{(Q - Q_{sb})}{R_{sw} * \sin \beta} \quad (23)$$

β - këndi i pjerrësimit (inklinimit) të armaturës së zakonshme

DETYRE KURSI

Lënda:Konstruksione të paranderura

Të projektohen elementët konstruktivë të mbulesës së një qendre tregëtare sipas të dhënave në planin e strukturave figura 1.

Varianti i I-rë:

Mbulesa: Soletë e paranderur betoni.

Trau: Beton i armuar i zakonshëm.

Të dhënat e strukturës sipas figurës 1,2.

Të dhënat e materialeve sipas tabelës 1.

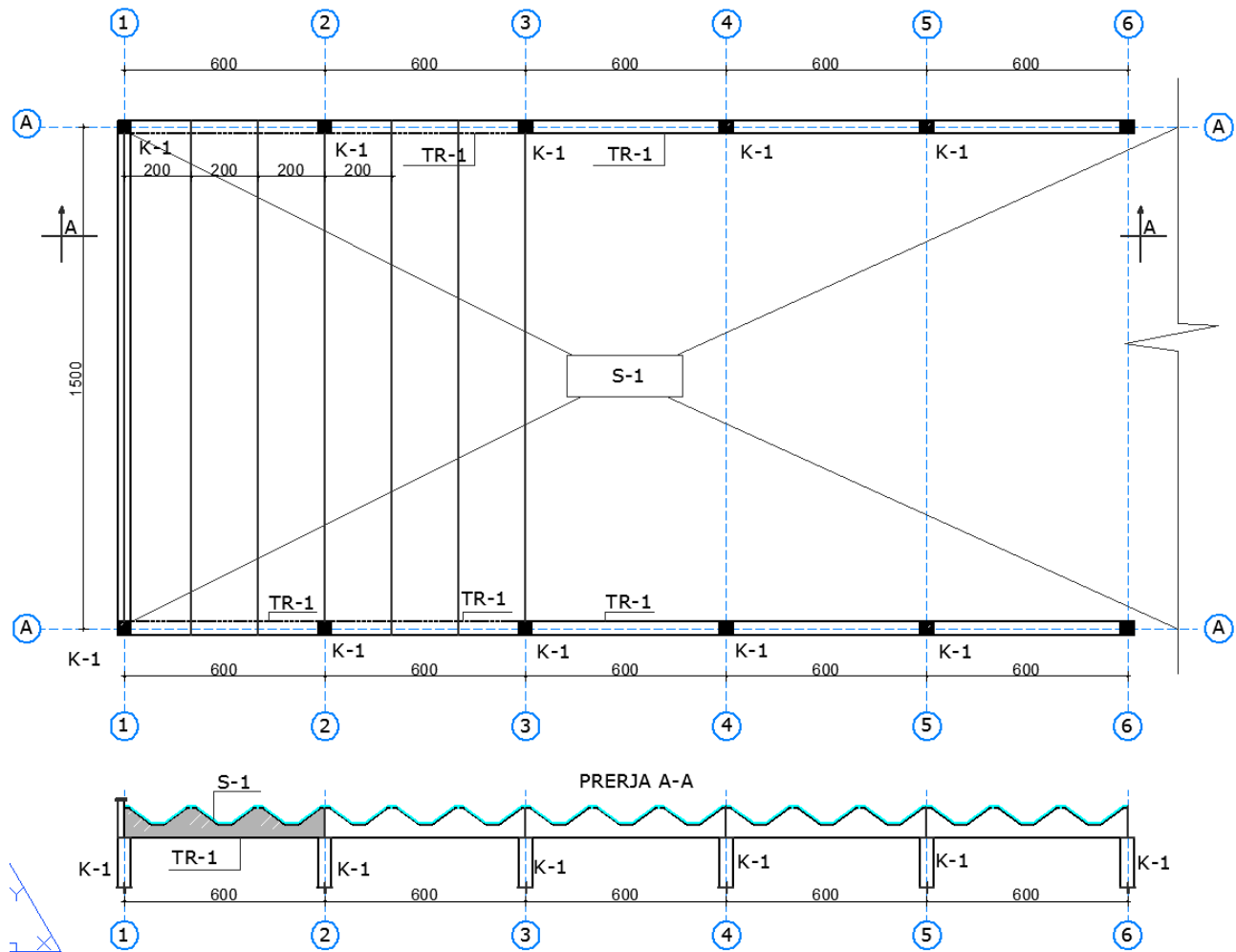


Figura 1. Plani i strukturave të mbulesës dhe prerja A-A

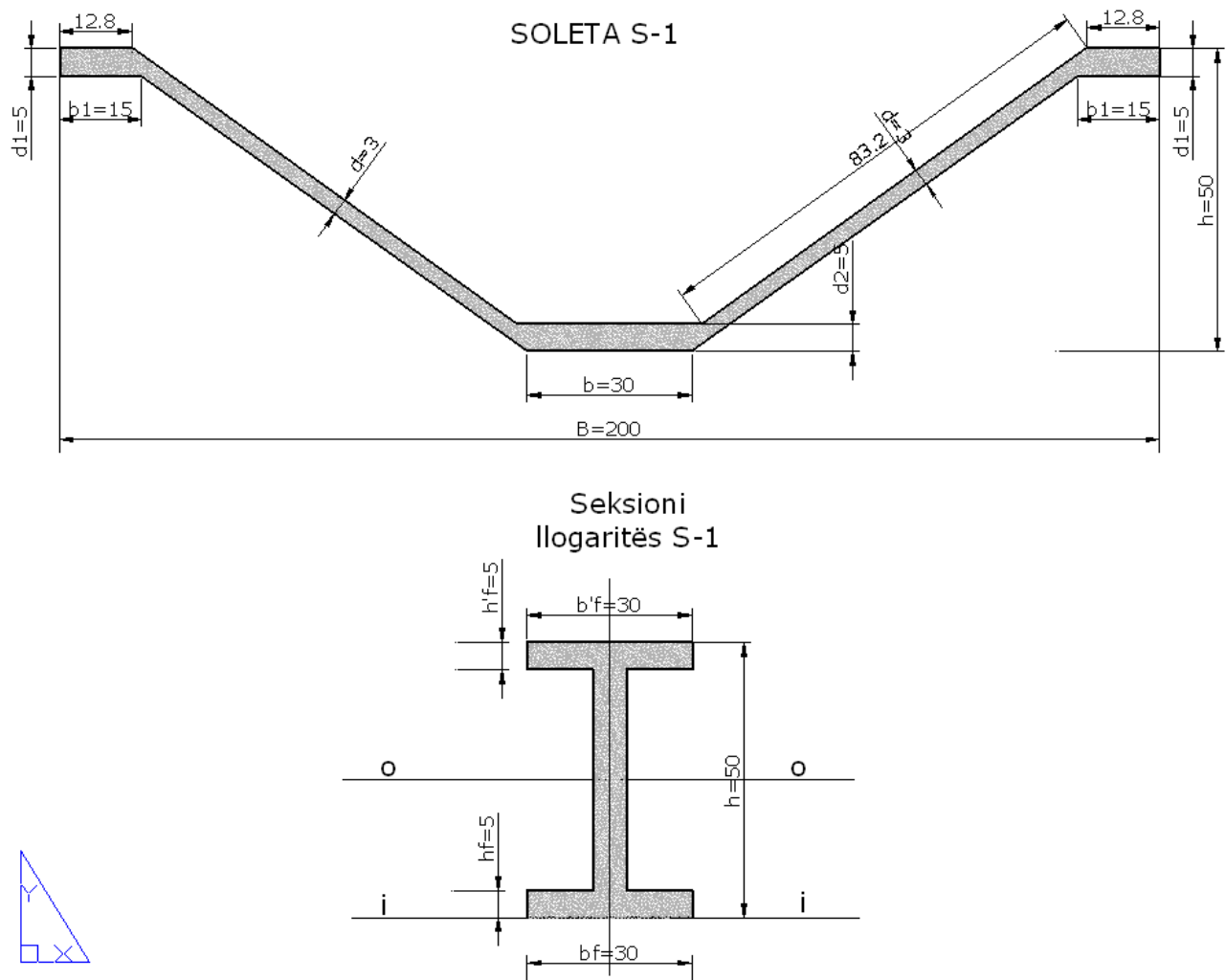


Figura 2. Soleta S-1, seksioni tërthor dhe llogaritës.

Varianti i II-të:

Mbulesa: Soletë tip govatë, beton i zakonshëm.

Trau: me dy pjerrësi i paranderur.

Të dhënat e strukturës sipas figurës 3,4.

Të dhënat e materialeve sipas tabelës 1.

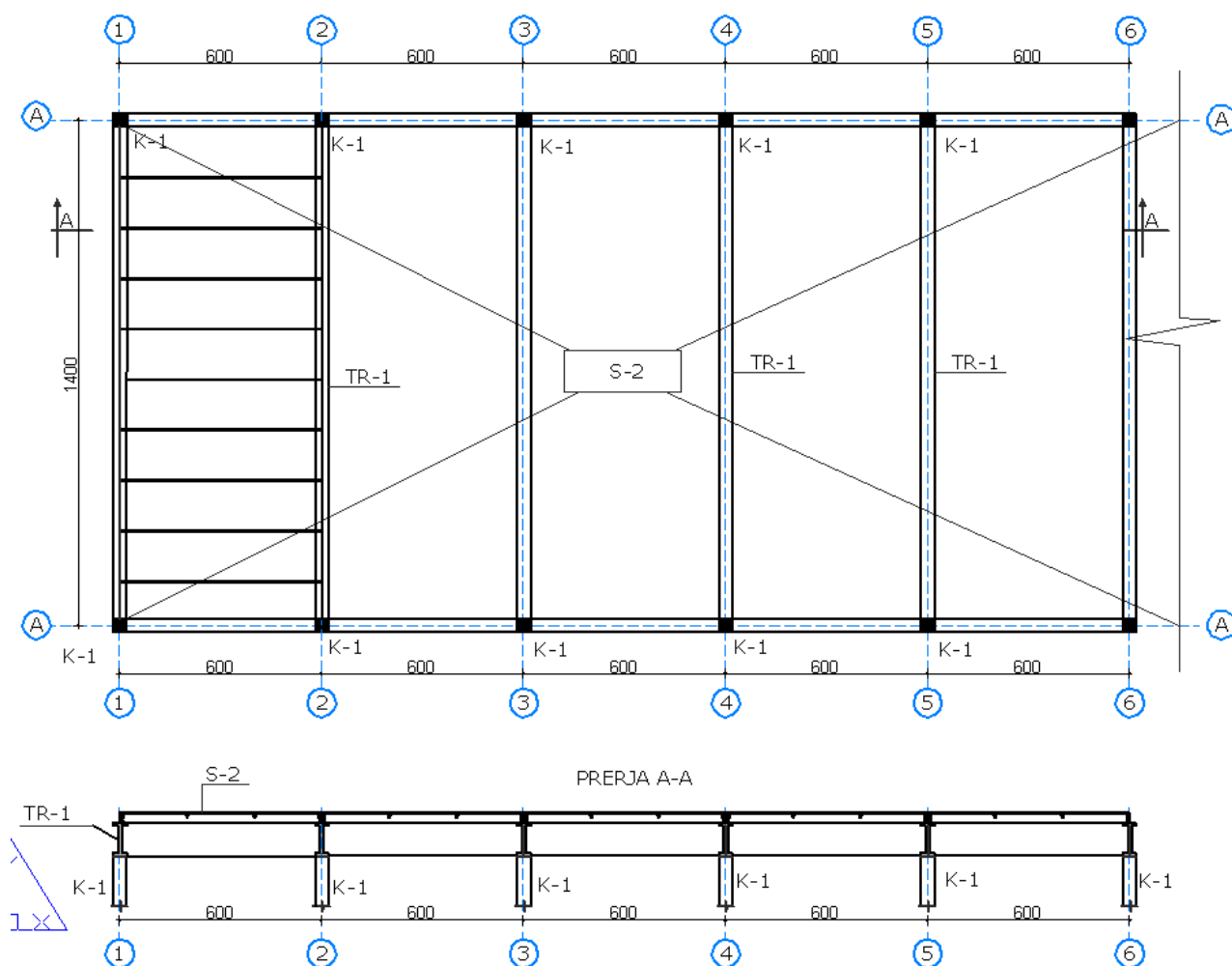


Figura 3.Plani i strukturave,soleta beton arme e zakonshme, trau me dy pjerrësi i paranderur.

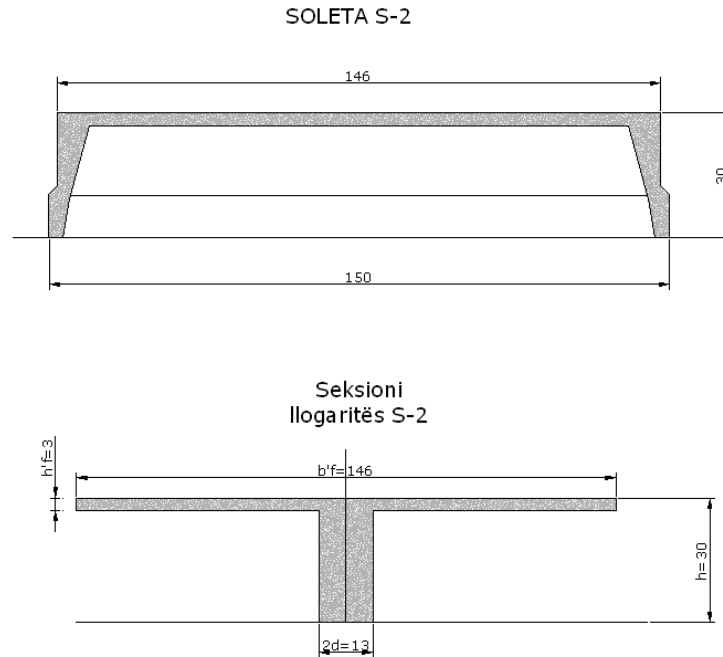


Figura 4. Soleta S-2, seksioni tërthor dhe llogaritës.

• **Hapi I** (Materialet)

Betoni B30 $R_b = 170 daN / cm^2$ $R_{bt} = 13.3 daN / cm^2$ $R_{bt,ser} = 20 daN / cm^2$

$E_b = 33000 daN / cm^2$ $R = 370 daN / cm^2$ $R_0 = 300 daN / cm^2$

Çeliku Φ_4^T i kalibruar në të ftohtë

$R_{sp}^n = 7000 daN / cm^2$ $R_{sp} = R_{sp}' = 3650 daN / cm^2$ $E_{sp} = 1.800.000 daN / cm^2$

$\nu = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{1.800.000}{330.000} = 5.455$ $\nu' = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.100.000}{330.000} = 6.36$

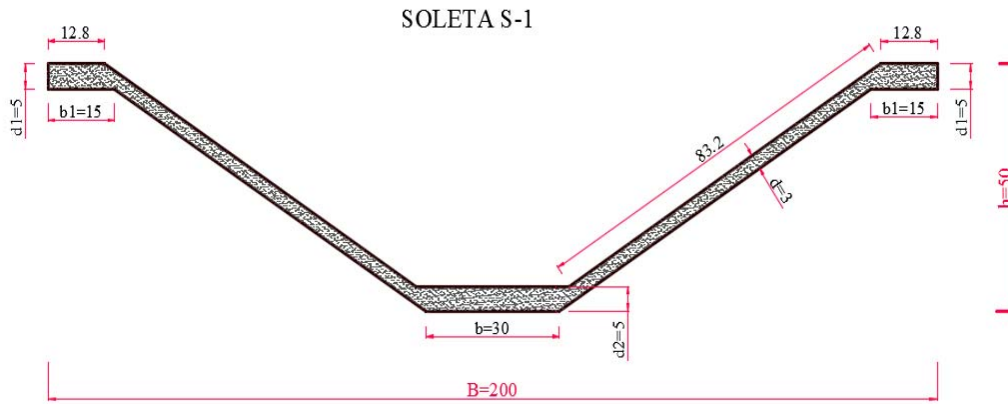
$a_{sp} (1\phi_4^T) = 0.126 cm^2$ $R_s = R_s' = 2150 daN / cm^2$

• **Hapi II** (Ngarkesat e përkohëshme)

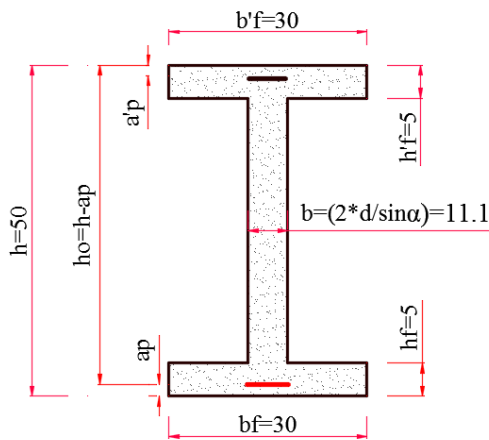
$p^n = 75 [daN / cm^2]$ $\gamma_f = 1.5$

$p^{II} = 105 [daN / cm^2] = 210 [daN / mL]$ (meqë soleta është 2 metra)

• **Hapi III** (Seksioni faktik)



• **Hapi IV** (Seksioni llogaritës)

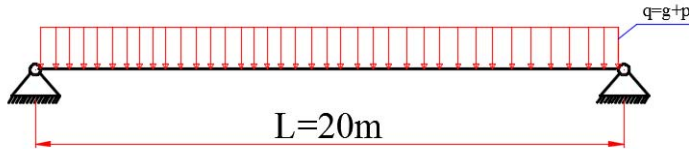


$$b_f = 30\text{cm} \quad b'_f = 30\text{cm} \quad b_0 = 2d = 6\text{cm} \quad b = \frac{2d}{\sin \alpha} = 11.1\text{cm}$$

$$h = 50\text{cm} \quad h_0 = h - a_p = 50 - 2.5 = 47.5\text{cm}$$

- **Hapi V** (Teknologjia e realizimit të paranderjes)

- Paranderje në mbështetje $l_{pishës} = 100m$
- Elementi ,panel trapezoidal me hapësirë drite $L=20m$.



- **Hapi VI** (Përcaktimi i ngarkesave)

- ❖ **Ngarkesat e përherëshme.**

- granili i rrulluar (2cm) $(2 \times 0.128 + 0.345 + 2 \times 0.83) \times 0.02 \times 1 \times 1800 = 81.4 daN / mL$
 $81.4 daN / mL * 1.2 = 97.7 daN / mL$
- nga hidroizolimi (1.5cm) $(2 \times 0.13 + 0.345 + 2 \times 0.83) \times 0.015 \times 1 \times 1800 = 61.15 daN / mL$
 $61.15 daN / mL * 1.2 = 73.4 daN / mL$
- nga pesha vetjake $(0.05 \times 0.6 + 2 \times 0.83 \times 0.03) \times 1 \times 2500 = 199.5 daN / mL$
 $199.5 daN / mL * 1.1 = 219.5 daN / mL$

Ngarkesa e normuar $g^n = 342 daN / mL$

Ngarkesa llogaritëse $g^l = 390.6 daN / mL$

- ❖ **Ngarkesa e përkohëshme**

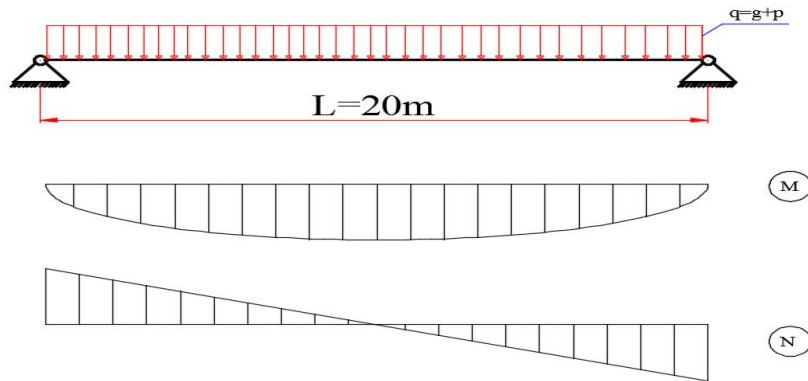
- $p^n = 75 [daN / cm^2]$ $\gamma_f = 1.5$
- $p^l = 105 [daN / cm^2] = 210 [daN / mL]$ (meqë soleta është 2 metra)

- ❖ **Ngarkesa e plotë**

$$q^n = g^n + p^n = 342 + 75 = 417 daN / mL$$

$$q^l = g^l + p^l = 390.6 + 210 = 600.6 daN / mL$$

• **Hapi VII** (Llogaritja e momenteve dhe forcave prerëse)



$$M^n = \frac{q^n * l^2}{8} = \frac{417 * 20^2}{8} = 20850 \text{ daNm}$$

$$M^{II} = \frac{q^{II} * l^2}{8} = \frac{600.6 * 20^2}{8} = 30030 \text{ daNm}$$

$$Q^n = \frac{q^n * l}{2} = \frac{417 * 20}{2} = 4170 \text{ daN}$$

$$Q^{II} = \frac{q^{II} * l}{2} = \frac{600.6 * 20}{2} = 6006 \text{ daN}$$

• **Hapi VIII** (Llogaritja e armaturës)

Elementi është në formë dopio T

$$\frac{h_f'}{h} = \frac{5}{50} = 0.1 > 0.05 \quad (\text{sigurohet puna e përbashkët midis veshëve e brinjës})$$

$$M_{pII} = b_f' * h_f' * R_b (h_0 - 0.5h_f') + A_{sp}' * \sigma_{sp}' * (h_0 - a_p') + A_s' * R_s' * (h_0 - a') =$$

$$M_{pII} = 30 * 5 * 170 * (47.5 - 0.5 * 5) + 0.5 * 383 * (47.5 - 2.5) + 0 = 1'147'500 + 8'617.5 =$$

$$M_{pII} = 1'156117.5 \text{ daNm}$$

$$A_0 = \frac{M - \sigma_{sp}' * A_{sp}' (h_0 - a_{sp}')}{b_f' * h_0^2 * R_b} = \frac{1156117 - 383 * 0.5 * (47.5 - 2.5)}{30 * 47.5^2 * 170} = 0.099$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 * A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.099} = 0.104$$

$$A_{sp} = \frac{\xi * b_f' * h_0 * R_b + A_{sp}' * \sigma_{sp}' + A_s' R_s'}{R_{sp}} = \frac{0.099 * 30 * 47.5 * 170 + 0.5 * 383 + 0}{3650} = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 4 = 0.126\text{cm}^2 \quad n = \frac{A_{sp}}{1\phi 4} = \frac{6.62}{0.126} = 52.5\text{copë} \quad (\text{pranojmë } 53 \text{ shufra}) \quad A_{sp} = 6.678\text{cm}^2$$

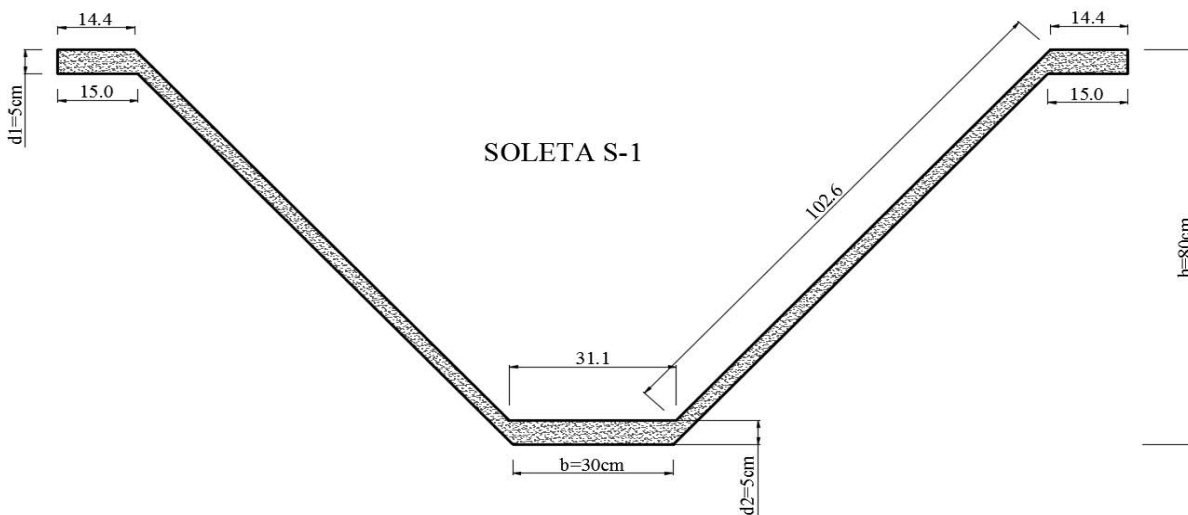
Hapi IX (Kontrolli nga forcat prerëse)

$$Q^j \leq \varphi_{b4} * b * h_0 * R_{bt} \quad 6006 \leq 0.6 * 11.1 * 47.5 * 13.3 \quad 6006 \leq 4207.45 \quad ???$$

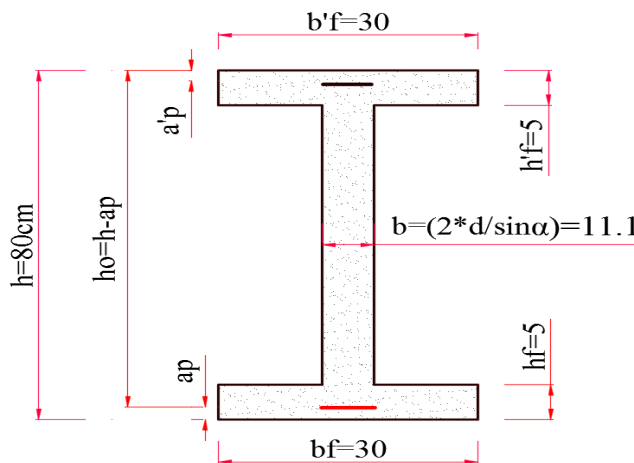
(Meqë forca prerëse e jashtme është më e madhe se aftësia mbajtëse në prerje e betonit, atëherë duhet të rrisim seksionin tërthor të soletës (lartësinë), sepse siç shikohet nga formula e mësipërme ato ndikojnë drejtpërdrejt në aftësinë mbajtëse të betonit në prerje)

Pranojmë lartësinë e seksionit 80cm.

Seksioni faktik



Seksioni llogaritës



-Rillogarisim ngarkesat per h=80cm.

❖ Ngarkesat e përherëshme.

- granili i rruluar (2cm) $(2 \times 0.128 + 0.345 + 2 \times 0.83) \times 0.02 \times 1 \times 1800 = 81.4 daN / mL$
 $81.4 daN / mL * 1.2 = 97.7 daN / mL$
- nga hidroizolimi (1.5cm) $(2 \times 0.13 + 0.345 + 2 \times 0.83) \times 0.015 \times 1 \times 1800 = 61.15 daN / mL$
 $61.15 daN / mL * 1.2 = 73.4 daN / mL$
- nga pesha vetjake $(0.05 \times 0.6 + 2 \times 1.026 \times 0.03) \times 1 \times 2500 = 228.9 daN / mL$
 $228.9 daN / mL * 1.1 = 251.8 daN / mL$

Ngarkesa e normuar $g^n = 371.5 daN / mL$

Ngarkesa llogaritëse $g^{II} = 422.9 daN / mL$

❖ Ngarkesa e përkohëshme

- $p^n = 75 [daN / cm^2]$ $\gamma_f = 1.5$
- $p^{II} = 105 [daN / cm^2] = 210 [daN / mL]$ (meqë soleta është 2 metra)

❖ Ngarkesa e plotë

$$q^n = g^n + p^n = 371.5 + 75 = 446.5 daN / mL$$

$$q^{II} = g^{II} + p^{II} = 422.9 + 210 = 633 daN / mL$$

❖ Llogaritja e momenteve dhe forcave prerëse

$$M^n = \frac{q^n * l^2}{8} = \frac{446.5 * 20^2}{8} = 22325 daNm$$

$$M^{II} = \frac{q^{II} * l^2}{8} = \frac{633 * 20^2}{8} = 31650 daNm$$

$$Q^n = \frac{q^n * l}{2} = \frac{446.5 * 20}{2} = 4465 daN$$

$$Q^{II} = \frac{q^{II} * l}{2} = \frac{633 * 20}{2} = 6330 daN$$

- Llogaritja e armaturës

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{5}{50} = 0.1 > 0.05 \quad (\text{sigurohet puna e përbashkët midis veshëve e brinjës})$$

$$M_{pll} = b'_f * h'_f * R_b (h_0 - 0.5h'_f) + A'_{sp} * \sigma'_{sp} * (h_0 - a'_p) + A'_s * R'_s * (h_0 - a') =$$

$$M_{pll} = 30 * 5 * 170 * (77.5 - 0.5 * 5) + 0.5 * 383 * (77.5 - 2.5) + 0 = 1'912'500 + 14'362.5 = 1'926'862.5$$

$$M_{pll} = 1'926'862.5 daNm$$

$$A_0 = \frac{M - \sigma'_{sp} * A'_{sp} (h_0 - a_{sp})}{b'_f * h_0^2 * R_b} = \frac{1'926'862.5 - 383 * 0.5 (77.5 - 2.5)}{30 * 77.5^2 * 170} = 0.062$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 * A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.062} = 0.064$$

$$A_{sp} = \frac{\xi * b'_f * h_0 * R_b + A'_{sp} * \sigma'_{sp} + A'_s R'_s}{R_{sp}} = \frac{0.064 * 30 * 77.5 * 170 + 0.5 * 383 + 0}{3650} = 6.98 cm^2$$

$$1\phi 4 = 0.126 cm^2 \quad n = \frac{A_{sp}}{1\phi 4} = \frac{6.98}{0.126} = 55.5 copë \quad (\text{pranojmë } 56 \text{ shufra}) \quad A_{sp} = 7.056 cm^2$$

Kontrolli nga forcat prerëse

$$Q^j \leq \varphi_{b4} * b * h_0 * R_{bt} \quad \Rightarrow \quad Q^j = 6330 \leq 0.6 * 11.1 * 77.5 * 13.3 \quad \Rightarrow$$

$$Q^j = 6006 daN \leq 6864.8 daN$$

φ_{b4} -> koeficient që ul rezistencën në prerje të betonit.

-Për stafën :

$$q_{st} = \frac{n * a_{sp} (1\phi_4^T) * R_{sw}}{s_w} = \frac{2 * 0.378 * 2920}{33} = 22.3 daN / cm$$

Aftësia mbajtëse e **stafës + beton** :

$$Q_{sb} = \sqrt{4\varphi_{b2} * b_0 * h_0^2 * R_{bt} * q_s} = \sqrt{4 * 2 * 6 * (77.5)^2 * 13.3 * 22.3} = 9247 daN \gg Q_j = 6330 daN$$

Forca prerëse që vepron në element është më e vogël se forca që përballon betoni , ky element nuk ka nevojë për stafa.

Hapi X (Karakteristikat gjeometrike dhe inerciale të soletës)

$$A_{red} = A_b + \nu A_{sp} + \nu A'_{sp} + \nu A_s + \nu A'_s$$

$$\nu = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{1'800'000}{330'000} = 5.45 \quad \nu' = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2'100'000}{330'000} = 6.364$$

$$A_{red} = 915.5 + 5.45 * 7.056 + 0 = 954cm^2$$

-Momenti statik (kundrejt fibrave të poshtëme)

$$S_{red}^{i-i} = (b'_f * h'_f) * (h - \frac{h'_f}{2}) + [b * (h - h_f - h'_f)] * \frac{h}{2} + (b_f * h_f) \frac{h}{2} + \nu A_{sp} + \nu A'_{sp} (h - a'_p) =$$

$$S_{red}^{i-i} = (30 * 5) * (80 - \frac{5}{2}) + [11.1 * (80 - 5 - 5)] * \frac{80}{2} + (30 * 5) \frac{80}{2} + 5.45 * 7.056 * 2.5 + 5.45 * 0.5(80 - 2.5) =$$

$$= 11'625 + 31'080 + 6'000 + 96.2 + 211.2 = 49012cm^2$$

$$S_{red}^{i-i} = 49012cm^2$$

-Momenti i inercisë (kundrejt boshtit o-o)

I_{red}^{o-o} është funksion i y_p dhe y_s

$$y_p = \frac{S_{red}^{i-i}}{A_{red}} = \frac{49012}{954} = 51.37cm \quad y_s = h - y_p = 80 - 51.37 = 28.63cm$$

$$I_{red}^{o-o} = \frac{b'_f * (h'_f)^3}{12} + b'_f * h'_f * (y_s - \frac{h'_f}{2})^2 + \frac{b_f * h_f^3}{12} + b_f * h_f * (y_p - \frac{h_f}{2})^2 + \frac{b * (h - h'_f - h_f)^3}{12} + b * (h - h'_f - h_f) * (\frac{h}{2} - y_s)^2 + A_{sp} \nu (y_p - a_p)^2 + \nu A'_{sp} (y_s - a'_p)^2$$

$$I_{red}^{o-o} = \frac{30 * 5^3}{12} + 30 * 5 * (28.63 - \frac{5}{2})^2 + \frac{30 * 5^3}{12} + 30 * 5 * (51.37 - \frac{5}{2})^2 + \frac{11.1 * (80 - 5 - 5)^3}{12} + 11.1 * (80 - 5 - 5) * (\frac{80}{2} - 28.63)^2 + 7.063 * 5.45 * (51.37 - 2.5)^2 + 5.45 * 0.5 * (28.63 - 2.5)^2$$

$$I_{red}^{o-o} = 312.5 + 102'416.5 + 312.5 + 358'241.5 + 317'275 + 100'448 + 91'112.8 + 1'860.5 =$$

$$I_{red}^{o-o} = 971'979.3cm^4$$

-Momenti i rezistencës të seksionit

$$W_0^s = \frac{I_{red}^{o-o}}{y_s} = \frac{971'979.3}{28.63} = 33'949.7 \text{ cm}^3 \quad W_0^p = \frac{I_{red}^{o-o}}{y_p} = \frac{971'979.3}{51.37} = 18'921.1 \text{ cm}^3$$

Bërthama e seksionit është një nevojë konstruktive sidomos në rastet kur shfrytëzojmë sidomos në rastet kur shfrytëzojmë materialet në të cilat $[\sigma]_t \leq [\sigma]_{sh}$ dhe për këtë arsye jemi të interesuar ti shfrytëzojmë këto materiale vetëm në shtypje.

$$r_{berth}^s = \frac{W_0^p}{A_{red}} = \frac{18'921.1}{954} = 19.8 \text{ cm} \quad r_{berth}^p = \frac{W_0^s}{A_{red}} = \frac{33'949.3}{954} = 35.5 \text{ cm}$$

• **Hapi XI** (Llogaritja e humbjeve)

- Llogaritja e nderjeve fillestare të kontrolluara (shkattohen gjatë tërheqjes së armaturës)
 $\sigma_0 = (0.65 \div 0.75)R_{sp}^n = 0.71 * 7000 = 4970 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Përcaktimi i humbjeve në armaturën e paranderur:

1. Humbjet e para $\sigma_{h_1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_7 + \sigma_8$
2. Humbjet e dyta $\sigma_{h_2} = 400 + 63.5 = 463.5 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Humbjet e plota $\sigma_h = \sigma_{h_1} + \sigma_{h_2}$

-Humbjet σ_3 - humbjet nga dukuria e relaksacionit (një pjesë e deformimeve elastike kthehet në deformime plastike)

$$\sigma_3 = (0.27 \frac{\sigma_0}{R_{sp}^n} - 0.1)\sigma_0 = (0.27 \frac{4970}{7000} - 0.1)4970 = 455 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

-Humbjet σ_4 - shkattohen si rezultat i deformimeve të paisjeve kapëse.

$$\sigma_4 = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{l} E_{sp} = \frac{0.1 + 0.1}{10'000} 1'800'000 = 36 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

-Humbjet σ_7 - shkaktohen nga deformimi i kallëpëve.

$$\sigma_7 = \frac{\Delta l}{l} E_{sp} = 300 daN / cm^2$$

-Humbjet σ_8 - janë humbje të paranderjes për shkak të ndryshimit të temperaturës.

$$\sigma_8 = 20\Delta t \frac{l_1}{l} = 0$$

$$\sigma_{h_1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_7 + \sigma_8 = 455 + 36 + 300 + 0 = 791 daN / cm^2$$

Llogaritja e humbjeve të dyta

-Humbjet σ_1 - krijohen si rezultat i tkurrjes së betonit. $\sigma_1 = 400 daN / cm^2$

-Humbjet σ_2 - shkaktohen nga fenomeni i deformkohës së betonit.

$$\text{Për } \sigma_b \leq 0.5R_0 \quad \sigma_2 = 1 * 5.455 \frac{370}{300} 9.44 = 63.5 daN / cm^2$$

$$\sigma_b = -\frac{N_{01}}{A_{red}} - \frac{N_{01} * e_{01} (y_p - a_p)}{I_{red}^{0-0}} + \frac{M_{(vet)}^n (y_p - a_p)}{I_{red}^{0-0}}$$

$$N_{01} = A_{sp} (\sigma_0 - \sigma_{h_1}) + A'_{sp} (\sigma'_0 - \sigma'_{h_1}) =$$

$$N_{01} = 7.056(4970 - 788) + 0.5(4970 - 788) = 29'508 + 2'091 = 31'599 daN$$

$$e_{01} = \frac{A_{sp} (\sigma_0 - \sigma_{h_1}) * (y_p - a_p) - A'_{sp} (\sigma'_0 - \sigma'_{h_1}) * (y_s - a'_p)}{N_{01}}$$

$$e_{01} = \frac{7.056(4970 - 788) * (51.37 - 2.5) - 0.5(4970 - 788) * (28.63 - 2.5)}{31599} = \frac{1'442'056 - 54'638}{31599} = 43.9 cm$$

$$M_{vet}^n = \frac{g^n * l^2}{8} = \frac{371.5 * 20^2}{8} = 1857500 daNcm$$

$$\sigma_b = -\frac{31'599}{954} - \frac{31'599 * 43.9 * (51.37 - 2.5)}{971'979.3} + \frac{1'857'500 * (51.37 - 2.5)}{971'979.3} = -9.44 daN / cm^2$$

$$\sigma_2 = 1 * 5.455 \frac{370}{300} 9.44 = 63.5 daN / cm^2 \quad \sigma_{h_2} = 400 + 63.5 = 463.5 daN / cm^2$$

Humbjet e plota:

$$\sigma_h = 791 + 463.5 = 1254.5 daN / cm^2$$

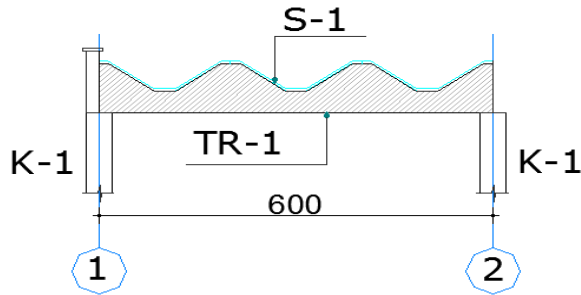
Llogaritja e uljeve:

$$F = F_{sh} + (F_{gj} + F_{No2}) * c < [F] = \frac{l}{400} = \frac{2000}{400} = 5cm$$

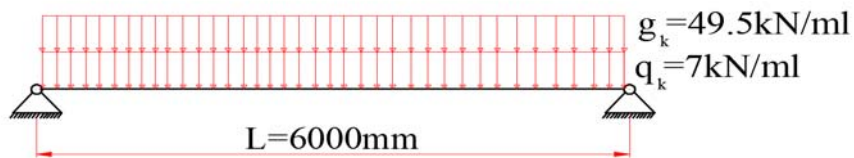
$$F_{sh} = \frac{5}{384} \frac{q^n * l^4}{B_{sh}} \quad B_{sh} = 0.85 * E_b * I_{red}^{0-0} = 0.85 * 330'000 * 971'979.3 = 2.7 * 10^{11}$$

$$f_{gj} = \frac{5}{384} \frac{g^n * l^4}{B_{sh}} \quad F_{No2} = \frac{\left(\frac{N_{02} * e_{02} * l^2}{8} \right)}{B_{sh}}$$

Llogaritja e traut b/a të zakonshëm sipas EC2.



-Skema statike e traut.

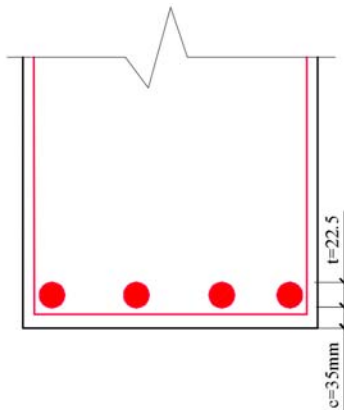


1. Dimensionimi i traut.

$$h_t = 70\text{cm}$$

$$b = \frac{1}{2} * h_t = 35\text{cm}$$

- Përcaktimi i shtresës mbrojtëse:



$$d = h - c_{\text{nom}} = 700 - 58 = 642\text{mm}$$

- Kombinimi i veprimeve të përhershme dhe të përkohshme për gjendjen e fundme kufitare (ULS)

$$q^t = 1.35g_k + 1.5q_k = 1.35 * 49.5 + 1.5 * 7 = 66.8 + 10.5 = 77.3 \text{ kN / m}$$

- Analiza.

-Momenti i projektimit.

$$M_{Ed} = \frac{q^t * l_k^2}{8} = \frac{77.3 * 6^2}{8} = 347.85 \text{ kNm}$$

-Forca prerëse e projektimit nga kombinimi i veprimeve:

$$V_{Ed} = \frac{q^t * l_k}{2} = \frac{77.3 * 6}{2} = 232 \text{ kN}$$

- Llogaritja e armaturës

$$K = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{ck}} = \frac{330.3 * 10^6}{350 * 642^2 * 30} = 0.076$$

$$z = 0.95d = 0.95 * 642 = 609.9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} z} = \frac{M_{Ed}}{0.87 * f_{ck} * z} = \frac{347.8 * 10^6}{0.87 * 500 * 609.9} = 1261 \text{ mm}^2$$

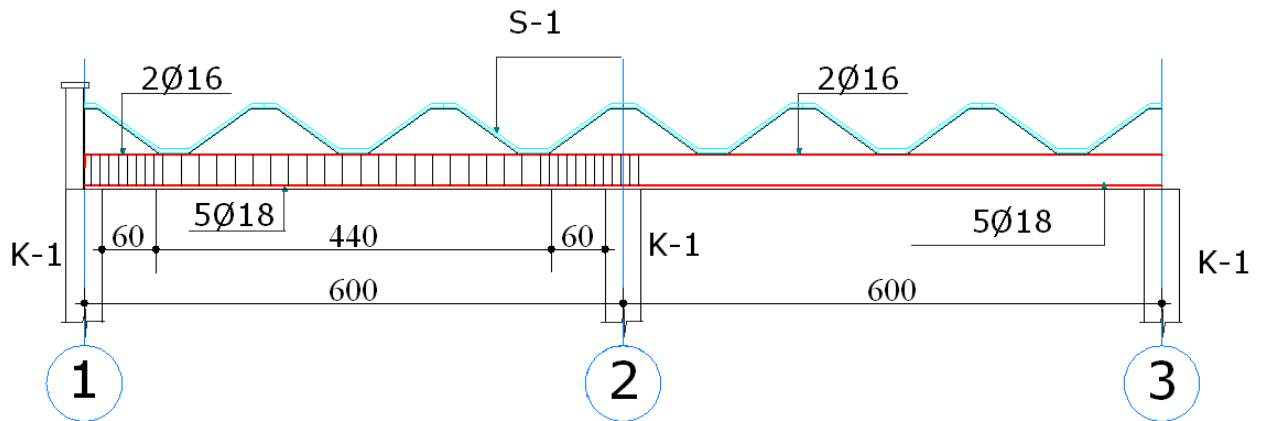
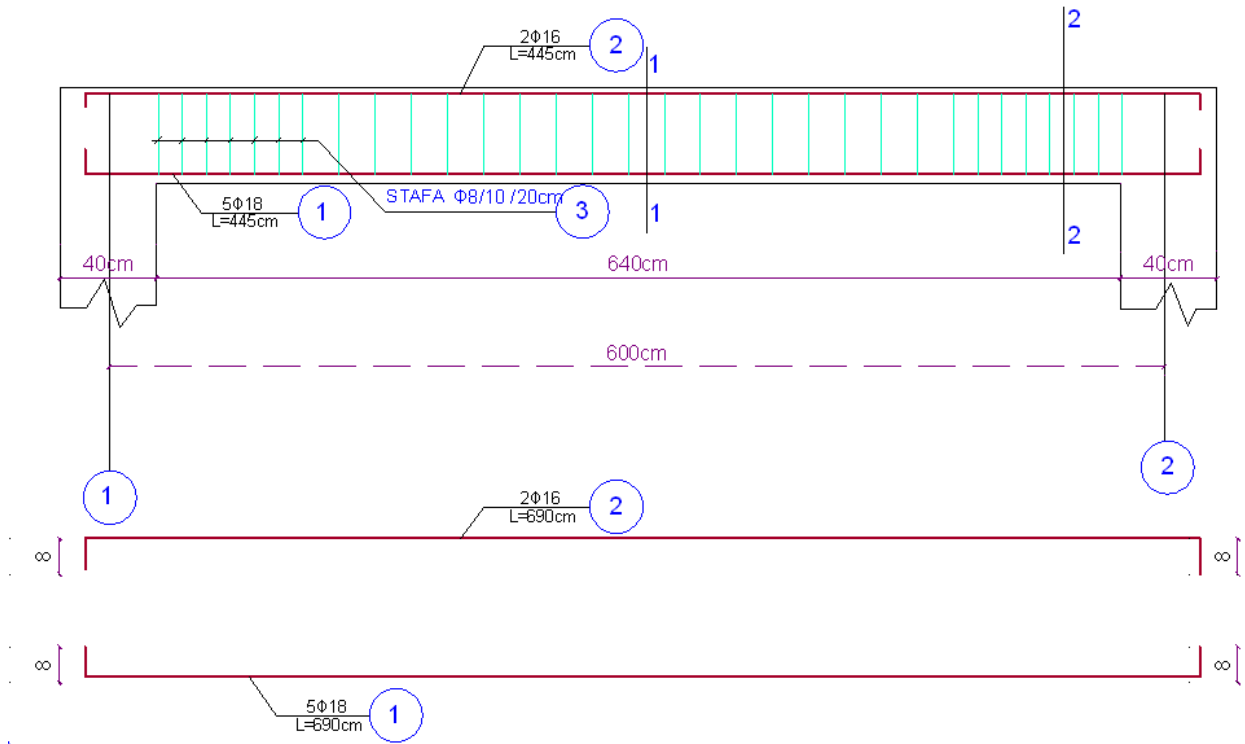
$$A_{S_{1\Phi 20}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 * 20^2}{4} = 314 \text{ mm}^2$$

$$n_{shufrave} = \frac{1261 \text{ mm}^2}{314 \text{ mm}^2} = 4 \text{ copë}$$

$$A_{S_{1\Phi 18}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 * 18^2}{4} = 254 \text{ mm}^2$$

$$n_{shufrave} = \frac{1261 \text{ mm}^2}{254 \text{ mm}^2} = 5 \text{ copë}$$

Armimi i traut



VARIANTI II – Soletë tip govatë , beton i zakonshëm**Tra me dy pjerrësi i paranderur.****Materialet:**

$$\text{Betoni } B30 \quad R_b = 170 \text{ daN / cm}^2 \quad R_{bt} = 13.3 \text{ daN / cm}^2 \quad R_{bt,ser} = 20 \text{ daN / cm}^2$$

$$E_b = 33000 \text{ daN / cm}^2 \quad R = 370 \text{ daN / cm}^2 \quad R_0 = 300 \text{ daN / cm}^2$$

Çeliku

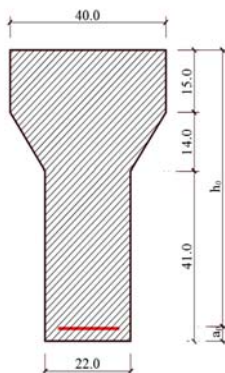
$$R_{sp}^n = 18'000 \text{ daN / cm}^2 \quad R_{sp} = R_{sp}' = 10500 \text{ daN / cm}^2 \quad E_{sp} = 1.800.000 \text{ daN / cm}^2$$

- Hapi I (Përmasimi i elementit)

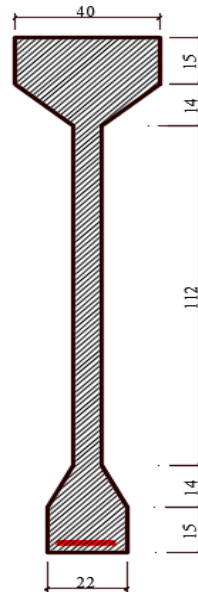
$$h_{\max} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) l = (133 \div 200) \text{ cm}$$

$$\text{Pranojmë : } h_{\max} = 170 \text{ cm} \quad h_{\min} = 70 \text{ cm}$$

- Hapi II (Seksioni llogaritës)

SEKSIONI 1-1

SEKSIONI 2-2



- Hapi III (Llogaritja e ngarkesave)

$$p.v.t^n = \frac{2.17m^3 * 2500}{20m} = 271.25 daN / ml \quad p.v.t^{II} = 271.25 * 1.1 = 298.3 daN / ml$$

- nga soleta:

$$g^n = \frac{g^n * l_p}{b_p} = \frac{420 * 6m}{2m} = 1260 daN / ml$$

$$g^{II} = \frac{g^{II} * l}{b_p} = \frac{480 * 6m}{2m} = 1440 daN / ml$$

- ngarkesa e përkohëshme

$$P^n = P^n * 5.5m = 75 * 6m = 450 daN / ml$$

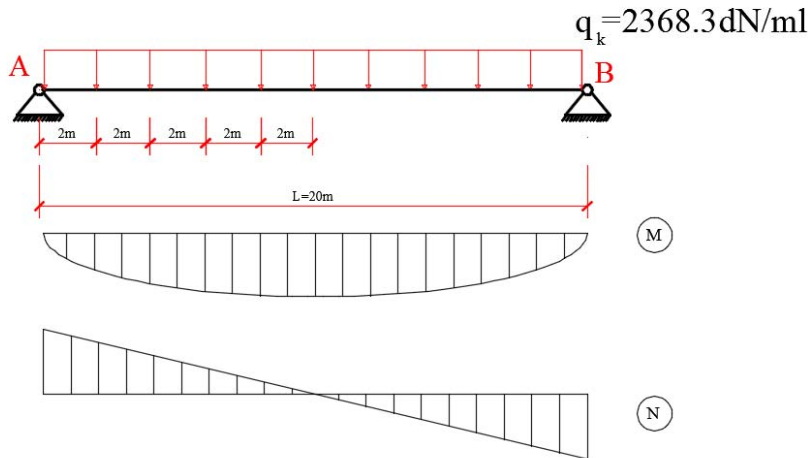
$$P^{II} = P^n * n * l = 75 * 1.4 * 6m = 630 daN / ml$$

- ngarkesa e plotë (nga pesha vetjake ,nga soleta dhe ngarkesa e përkohëshme):

$$q^n = g_p^n + g_t^n + p^n = 1260 + 271.25 + 450 = 1981.25 \text{ daN / ml}$$

$$q^{\text{II}} = g_p + g_t + p^{\text{II}} = 1440 + 298.3 + 630 = 2368.3 \text{ daN / ml}$$

- Skema llogaritëse



- Reaksionet në mbështetje.

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2368.3 \cdot 20\text{m}}{2} = 23683 \text{ daN}$$

$$R_A^n = R_B^n = \frac{q^n \cdot l}{2} = \frac{1981.25 \cdot 20\text{m}}{2} = 19812.5 \text{ daN}$$

- Llogarisim momentet në seksionet 1, 2, 3, 4, 5

$$M_1^n = R_A^n \cdot 2\text{m} - q^n \cdot \frac{2^2 \text{m}}{2} = 19812.5 \cdot 2 - 1981.25 \cdot \frac{2^2}{2} = 35662.5 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_1^{\text{II}} = R_A^{\text{II}} \cdot 2\text{m} - q^{\text{II}} \cdot \frac{2^2 \text{m}}{2} = 23683 \cdot 2 - 2368.3 \cdot \frac{2^2}{2} = 42629.4 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_2^n = R_A^n \cdot 4\text{m} - q^n \cdot \frac{4^2 \text{m}}{2} = 19812.5 \cdot 4 - 1981.25 \cdot \frac{4^2}{2} = 63400 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_2^{\text{II}} = R_A^{\text{II}} \cdot 4\text{m} - q^{\text{II}} \cdot \frac{4^2 \text{m}}{2} = 23683 \cdot 4 - 2368.3 \cdot \frac{4^2}{2} = 75785.6 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_3^n = R_A^n \cdot 6\text{m} - q^n \cdot \frac{6^2 \text{m}}{2} = 19812.5 \cdot 6 - 1981.25 \cdot \frac{6^2}{2} = 83212.5 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_3^{\text{II}} = R_A^{\text{II}} \cdot 6\text{m} - q^{\text{II}} \cdot \frac{6^2 \text{m}}{2} = 23683 \cdot 6 - 2368.3 \cdot \frac{6^2}{2} = 99468.6 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_4^n = R_A^n * 8m - q^n * \frac{8^2 m}{2} = 19812.5 * 8 - 1981.25 * \frac{8^2}{2} = 95100 daN * m$$

$$M_4^l = R_A^l * 8m - q^l * \frac{8^2 m}{2} = 23683 * 8 - 2368.3 * \frac{8^2}{2} = 113678.4 daN * m$$

$$M_5^n = R_A^n * 10m - q^n * \frac{10^2 m}{2} = 19812.5 * 10 - 1981.25 * \frac{10^2}{2} = 99062.5 daN * m$$

$$M_5^l = R_A^l * 10m - q^l * \frac{10^2 m}{2} = 23683 * 10 - 2368.3 * \frac{10^2}{2} = 118415 daN * m$$

Llogaritja e forcave prerëse:

$$Q_o = R_A = \frac{q * l}{2} = 23683 daN \quad Q_o^n = R_A^n = \frac{q^n * l}{2} = 19812.5 daN$$

$$Q_1^l = R_A^l - q * 2m = 23683 - 2368.3 * 2m = 18946.4 daN$$

$$Q_1^n = R_A^n - q^n * 2m = -1981.25 * 2m = 15850 daN$$

$$Q_2^l = R_A^l - q * 4m = 23683 - 2368.3 * 4m = 14209.8 daN$$

$$Q_2^n = R_A^n - q^n * 4m = 19812.5 - 1981.25 * 4m = 11887.5 daN$$

$$Q_3^l = R_A^l - q * 6m = 23683 - 2368.3 * 6m = 9473.2 daN$$

$$Q_3^n = R_A^n - q^n * 6m = 19812.5 - 1981.25 * 6m = 7925 daN$$

$$Q_4^l = R_A^l - q * 8m = 23683 - 2368.3 * 8m = 4736.6 daN$$

$$Q_4^n = R_A^n - q^n * 8m = 19812.5 - 1981.25 * 8m = 3962.5 daN$$

$$Q_5^l = R_A^l - q * 10m = 23683 - 2368.3 * 10m = 0 daN$$

$$Q_5^n = R_A^n - q^n * 10m = 19812.5 - 1981.25 * 10m = 0 daN$$

• Hapi III (Llogaritja e armaturës)

$$\frac{h_f'}{h} = \frac{15}{170} = 0.08 > 0.05$$

$$M_{pll} = b_f' * h_f' * R_b * (h_o - 0.5 * h_f') + A_{sp}' * \sigma_{sp}' * (h_o - a_p') + A_s' * R_s' * (h_o - a')$$

$$M_{pll} = 40 * 15 * 170 * (65 - 0.5 * 15) + 0 = 5865000 daNcm$$

$$M_5 = 5865000 daNcm$$

Për pjerrësi traui 1:10 $x = 0.35 * l = 7m$

$$M_x = R_A * x - \frac{q * x^2}{2} = 23683 * 7m - \frac{2368.3 * 7^2}{2} = 107757.65 daNm$$

Për seksionin e dytë :

$$M_{pll} = b'_f * h'_f * R_b * (h_o - 0.5 * h'_f) + A'_{sp} * \sigma'_{sp} * (h_o - a'_p) + A'_s * R'_s * (h_o - a')$$

$$M_{pll} = 40 * 18 * 170 * (163 - 0.5 * 18) + 0 = 18849600 daNcm$$

$$M_{pll} \succ M_j \quad \text{boshti bie në pllakë}$$

Elementi llogaritet si katërkëndësh me përmasa b=40cm h=170cm

$$A_0 = \frac{M}{b'_f * h_o^2 * R_b} = \frac{10775765}{40 * 164^2 * 170} = 0.059$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.059} = 0.06$$

$$A_{sp} = \xi * b'_f * h_o * \frac{R_b}{R_{sp}} = 0.06 * 40 * 164 * \frac{170}{10500} = 6.37 cm^2$$

Me qëllim që mos të kemi plasaritje shtojmë dhe 10% të armaturës.

Sipërfaqja e një gërsheti me 7φ4 është :

$$A'_{sp} = 1.1 * A_{sp} = 1.1 * 6.37 = 7 cm^2$$

$$A_{s,1gershete} = \frac{7 * 3.14 * 0.4^2}{4} = 0.87 cm^2 \quad n = \frac{A'_{sp}}{A_{s,1gershete}} = \frac{7}{0.87} = 8$$

Vendosim 8 gërsheta me $A_{sp} = 7 cm^2$

- **Hapi IV (Llogaritja e aftësisë mbajtëse për shkak të forcave prerëse)**

$$Q^j \leq \phi_{b4} * b * h_o * R_{bt} \quad Q^j \leq 0.6 * 22 * 64 * 13.3 = 11235.84 daN$$

$$Q_A \geq Q^j \quad 23683 daN \geq 11235.84 daN$$

Kushti nuk plotësohet , elementi armohet me stafa tërthore. φ8mm

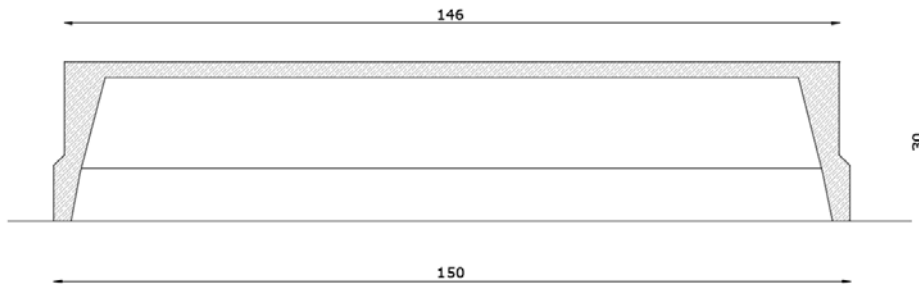
$$R_{sw} = 1700 daN / cm^2 \quad \text{çdo 10cm në 2metra.}$$

$$q_s = \frac{n * a_s * R_{sw}}{s_w} = \frac{2 * 0.5 * 1700}{10} = 170 daN$$

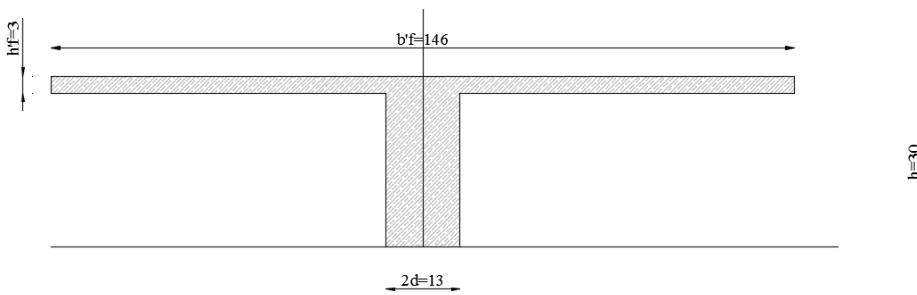
$$Q_{sw} = \sqrt{4 * \phi_b * b * h_o * R_{bt} * q_s} = \sqrt{4 * 2 * 22 * 64^2 * 13.3 * 170} = 40372.5 daN$$

Llogaritja e panelit b/a të zakonshëm tip govatë me EC2 :

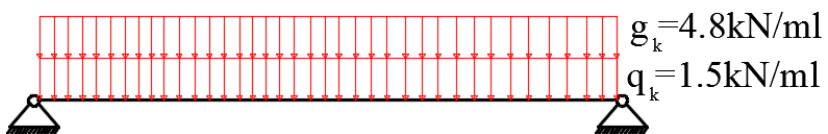
SOLETA S-2

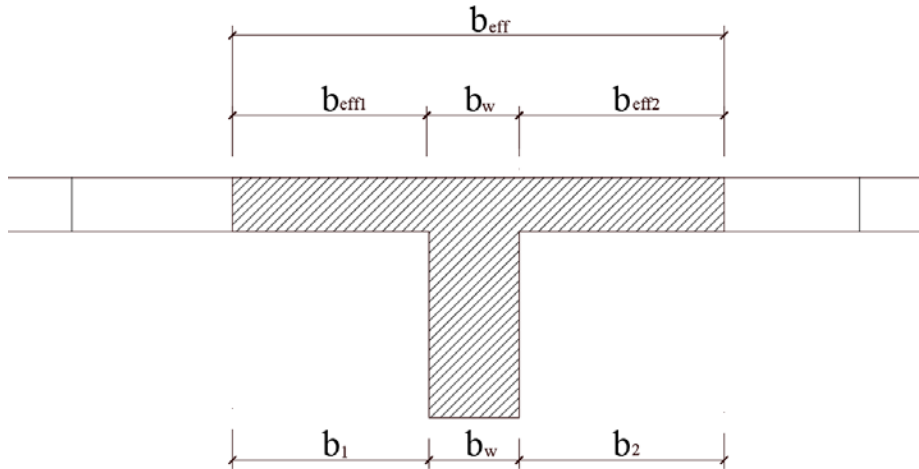


Seksioni
llogaritës S-2



Skema llogaritëse.





Llogaritja e ngarkesave.

$$q^s = 1.35 * q_k + 1.5 * q_k$$

$$q^s = 1.35 * 4.8 + 1.5 * 1.5 = 8.73 \text{ KN / m}$$

$$M_{Ed} = \frac{q^s * l_k^2}{8} = \frac{8.73 * 6^2}{8} = 39.3 \text{ KNm}$$

$$b = b_{eff} = b_{eff1} + b_w + b_{eff2}$$

$$b_{eff1} = 0.2b_1 + 0.1 * l_o \leq 0.2 * l_o \leq b_1$$

$$b_1 = \frac{1460 - 13}{2} = 724 \text{ mm} \quad l_o = 0.85 * l_k = 0.85 * 6000 = 5100 \text{ mm}$$

$$b_{eff1} = 0.2 * 724 + 0.1 * 5100 = 655 \text{ mm} \leq 0.2 * l_o \leq 721$$

$$b = b_{eff} = 655 + 13 + 655 = 1323 \text{ mm}$$

$$M_{plk} = b_{eff} * h_t * \eta * f_{cd} * (d - 0.5 * h_t) \quad d = 300 - 25 - 10 - \frac{16}{2} = 257 \text{ mm}$$

$$M_{plk} = 123.3 * 3 * \frac{300}{1.5} * (25.7 - 0.5 * 3) = 1920990 \text{ daNcm}$$

$$M_{plk} > M_{Ed} = 393000 \text{ daN} \quad \text{Aksi bie në pllakë}$$

$$K = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{ck}} = \frac{39.3 * 10^6}{1323 * 257^2 * 30} = 0.014$$

$$K' = 0.207 \rightarrow \frac{x}{d} = 0.45 * k' = 0.168$$

$$z = 0.95$$

$$z = 0.95 * d = 0.95 * 257 = 244mm$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z} = \frac{39.3 * 10^6}{434.8 * 244} = 370.4mm^2$$

$$1\phi 14 \rightarrow S = 153.8mm^2 \quad n = \frac{A_s}{a_s} = \frac{370.4}{153.8} = 2.4shufra$$

$$Zgjedhim \quad 3\phi 14 \rightarrow S = 461.4mm^2$$

Literatura:

- [1] "Precast concrete structures" Elliot K. , Butterworth and Heinemann, Oxford 2002, First edition
- [2] "Precast Concrete: Materials, Manufacture, Properties and Usage", Second Edition, Levitt M., Tlyor and Francis, U.S.A 2008
- [3] "Leksione të shkruara për konstruksionet e betonit të paranderur",Kondi.I, Tiranë 2006
- [4] "Studimi i anës konstruktive me disa variante të një objekti industrial dhe treguesit tekniko- ekonomike" Guri M., Tiranë 1989
- [5] " Llogaritja e konstruksioneve beton arme dhe guri I, II "Negovani K, Verdho N, Tiranë
- [6] Akademia e Shkencave, Ministria e Ndërtimit - Kusht Teknik Projektimi për Ndërtimet Antisizmike (KTP – N.2 – 89), Tiranë 1989