

UNIVERSITETI I PRISHTINËS

“HASAN PRISHTINA”

UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY

Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e “Fakulteteve Teknike”, 10000 Prishtinë, Kosovë

Tel: +383 38 554 899

URL: <https://fin.uni-pr.edu>

e-mail: fin@uni-pr.edu

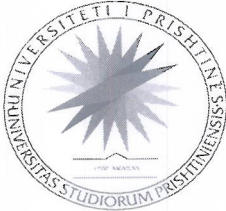
Ref. nr. 2515/2

Prishtinë 05/10/2023

Formulari F3

**RAPORT VLERËSIMI TË DORËSHKRIMIT TË PUNIMIT TE DIPLOMËS
MASTER**

| FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT | | | |
|--|---|------|------------|
| Vendimi i Këshillit të FIN-it | Nr. 5081/1 | Date | 30.08.2019 |
| Komisioni vlerësues sipas vendimit të këshillit | 1. <i>Prof.asoc.Dr. Misin Misini</i> | | Kryetar |
| | 2. <i>Prof.ass. Dr.Kadri Morina</i> | | Mentor |
| | 3. <i>Prof..asoc. Dr. Cenë Krasniqi</i> | | Anëtar |
| Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN. | “Projektimi i konstruksionit te objektit për Depo P+4 me dimensione (35*24)m” | | |
| Vlerësimi i dorëshkrimit: Bazuar në detyren e parashtruar në Raportin e Projektpropozimit dhe punen e realizuar nga kandidati, të pregaditur dhe të prezentuar paraqesim këtë R A P O R T Punimi i diplomës –Master të pregaditur nga Valon Berisha, bsc. ndertim. me titull: “Projektimi i konstruksionit te objektit për Depo P+4 me dimensione (35*24)m” përmban gjithsejt 111 faqe të shkruara dhe aneksin me detale te armimit, 35 figura, 12 tabela, si dhe listet e simboleve dhe shkurtesave te perdorura në punim. Punimi është ndarë në 20 pjese percjellese si ne vijim: 1. Lista e simboleve - Në këtë pjese prezentohen simbolet e perdorura ne punim 2. Abstrakti- perfshin shkurtimisht punimin ne pika te shkurta 3. Arkitektura e objektit – prezentohet baza e objektit dhe prerjet. 4. Projektimi i ndertesave sipas Eurocodet – prezentohet cilat kode perdoren per projektimin e konstruksioneve. | | | |



UNIVERSITETI I PRISHTINËS

“HASAN PRISHTINA”

UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY

Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e “Fakulteteve Teknike”, 10000 Prishtinë, Kosovë

Tel: +383 38 554 899

URL: <https://fin.uni-pr.edu>

e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. _____

Prishtinë _____ / _____ / _____

5. Analiza e ngarkesave – ne kete pjese behet analizat e ngarkesave te perhersheme, ngarkesat shfrytezuese, ngakesa nga era dhe dbora.

6. Llogaritja e struktures- prezentohet te dhenat per llogaritjen e veprimit sizmik, formimi i modelit matematike, aplikimi i ngarkesave ne model dhe forma e lekundjeve e struktures.

7. Dimensionimi i pllakave- prezentohet dimensionimi i pllakave pa traje duke e ndare ne shirita.

8. Kontrolla nga mosdepertimi- prezentohet si llogaritet mosdepertimi shtylles ne pllake.

9. Kontrollimi i gjendjes kufitare te plasaritjeve- prezentohet se si behet kontrolla e plasaritjeve te pllakatë.

10. Kontrollimi i uljeve-deformimeve- prezentohet kontrolla e uljeve per pllaken ne kohen $t=0$ dhe kohen $t=\infty$.

11. Kontrolli i kapaciteteve te elementeve vertikale- prezentohet kontrolla e betonit per elementet vertikale gjegjesisht kontrolli i duktilitetit lokal per beton.

12. Verifikimet gjeometrike i trareve – ketu eshte prezentue verifikimi i gjeometris se elementeve, efektet projektuese te veprimit, procedurat e projektimit nga momentet e perkuljes dhe transverzaleve, llogaritja e duktilitetin lokal per armature terthore.

13. Dimensionimi i shtylles se perdheses- prezentohet procedura e llogaritjes se shtyllave duke e trajtue nga epja dhe veprimi i momentit dhe forces normale, si dhe llogaritja e duktilitetit lokal te shtyllat.

14. Verifikimi i nyjes shtylle-tra – prezentohet llogaritje e verifikimit te rezistences se nyjes tra shtylle.

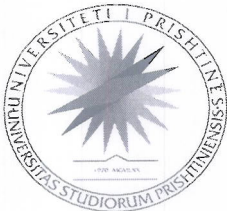
15. Verifikimet gjeometrike i mureve dhe nga perkulja- prezentohet gjeometra e mureve dhe llogaritja e duktilitetit lokal te mureve.

16. Dimensionimi i pllakes se themelit- prezentohet llogaritja e themelit pllake duke e trajtue si pllake pa traje dhe llogaritja e mosdepertimit te shtylles ne themel.

17. Perfundimet – prezenton konkluzat ne lidhje me pllakate pa traje dhe themeli pllake.

18. Shpenzimet e materialeve- prezentohet llogaritja e hargjimeve te betonit dhe armatures ndaj sipërfaqes se objektit qe eshte trajtue.

19. Literatura



Ref. nr. _____

Prishtinë ____ / ____ / ____

20. Anexsi- detalet e armimit – ne kete jane prezentue detalet e armimit per te gjitha elementet e konstruksionit.

Punimi i diplomës –Master të kandidatit Valon Berisha bsc.ndërtim. me titull:

“Projektimi i konstruksionit te objektit për Depo P+4 me dimensione (35*24)m”

nga Komisioni vlerësohet se kandidati ka pasur për shtjellim një detyrë që lidhet me Konstruksionet pa traje.

Kandidati ka bërë analizat e modelit te konstruksionit, llogaritjet, dimensionimin e elementeve, detalet e armimit dhe llogaritja e sasise se armatures dhe betonit ne një njësi si dhe në fund jep përfundimet.

Komisioni konsideron se kandidati Valon Berisha, bsc. ndërtim. në këtë punim prezenton njohuri të theksuara në shtjellimin e problematikës te objektet pa traje.

Punimi i dorëzuar për vlerësim i plotëson të gjitha kushtet të cilat kërkohen në Ligjin për Arsimin e Lartë, rregulloren për Studime Master të FN, prandaj me kënaqësi i propozojm Departamentit të Konstruksioneve, Këshillit të fakultetit të Ndërtimtarisë të miratoj këtë Raport dhe të vazhdoi proceduren për mbrojtjen publike publike të tij.

Data e hartimit/nënshkrimit të raportit *04 tetor 2023*

Komisioni Vlerësues:

1. _____
/Prof. asoc. Dr. Misin Misini –kryetar/

2. _____
/ Prof. asis. Dr. Kadri Morina –mentor/

3. _____
/ Prof. asoc. Cenë Krasniqi – anëtar/

P.S. Sipas rregullore nr. 1/334 te datës 31 maj 2023, për studime Master. neni 11, alineja 5. Raporti i Vlerësimit duhet të hartohet në afat prej 15 ditëve, i nënshkruar nga tre anëtarët e komisionit vlerësues, dorëzohet dhe protokollohet tek arkiva e FIN.

ABSTRACT

Planning the construction of a storage facility can be a complex process due to many different factors that must be taken into account. This process involves strategic planning of the space so that it is as practical as possible. Planning is a crucial process because it has a direct impact on the efficiency and productivity of the facility, increasing productivity and reducing costs, ensuring easy access to stored goods. The requirements that come as a result of different types of business should be examined in detail since the changes after the beginning of the construction of the facility have a significant impact on the increase of the overall cost.

The first factor that must be analyzed before starting with the planning and then the construction of a storage facility is the construction location. The easy accesses of the plot which may be needed to accommodate the vehicles that do the unloading and loading of the goods, as well as the space needed to accommodate all the functions should be taken into account before selecting the location. The quality of the soil is also a very important factor that must be taken into account before starting construction. High levels of humidity and the presence of undesirable elements can put stored goods at risk and cause serious physical and financial problems over a long-term period.

Objects or parts of industrial objects that serve as warehouses or storage should be built aiming at a logical connection between the access and circulation of the stored material as well as the circulation of people or vehicles needed depending on the needs. A good connection between transport and storage therefore guarantees efficient operation of the storage space. In the process of designing storage facilities, the type of equipment that will be placed in a certain warehouse plays a key role, thus planning the quantity, weight and frequency of circulation of storage goods, as well as the general organization of the space in connection with the methods of transport. There is a wide range of static and dynamic systems that can be used depending on the different needs of storage, which can function as a separate function or directly related to production. In the second case, special attention should be paid to the paths for the circulation of personnel and tools, as well as to the storage space where specific pallets or crates for product storage should be placed, so that the sorting of products and receiving orders is as easy as possible and efficient. The dimensions of the pallets where the stored goods are stored are standardized at 800 x 1200 x 140 millimeters, but the ways of sorting and placing them can be different.

The large height of the storage space structures is more convenient. In the traditional storage system with flat metal shelves which can hold loads of up to two hundred and fifty kg per shelf, the height is usually preferred to be above 4.5 meters. In spaces that need greater capacity and instead of shelves, modular pallets are used, between which an approach with a minimum width of 2.8 meters is needed, a minimum height of six meters is needed due to the loading and unloading machines. In extreme cases where the goods must be stored in large quantities and densely, the system with total automation thanks to modern machinery must be used, which work by means of special rotating stacking cranes which sometimes require a height of up to twenty five meters.

Objects with a high capacity storage function can also accommodate other auxiliary functions such as: administration, reception space, production space, packaging space, as well as the places needed for parking staff or larger transport vehicles. These buildings are usually constructed of steel frame structures due to the advantage of open and column-free spaces that these types of structures provide.

In conclusion, there are several main relevant factors that should be aimed at when planning storage facilities, and these are

- The structure maximizes the use of space
- To reduce the handling of products to a minimum
- Enable easy access to all or most items
- To optimize the control and quick finding of the inventory
- Elimination of unnecessary activities
- Speeding up tasks related to internal management
- Prevention of congestion at sensitive supply points
- Acceleration of collection and packaging time.

Objects with a storage function can be of the most different shapes and structures, which depend on the demand and the very nature of the work of the respective object, or even the need for adaptation to the terrain and natural factors. It is important that the planned solution, whatever it is, is in accordance with the business requirements, the nature of the work, the nature factor, and the standards of the time.

The main purpose of the design of building structures is to provide sufficient security against potential losses that may occur during the life of the object due to various external influences. These impacts are usually predictable, but random impacts also act on the structure which are fatal for the structure, which we can call as accidental impacts, which include "earthquakes". The impact of an earthquake is impossible to predict when it may occur, so it is determined based on historical observations or by means of probability analysis over a period of time. The purpose of this paper is to present the necessary procedures for the design of reinforced concrete structures according to the Eurocode.

Valon Berisha

ABSTRAKT

Planifikimi i ndërtimit të një objekti me karakter deponues mund të jetë një proces kompleks për shkak të shumë faktorëve të ndryshëm që duhet marrë parasysh. Ky proces përfshin planifikimin strategjik të hapësirës ashtu që ajo të jetë sa më praktike. Planifikimi është proces vendimtarë sepse ka ndikim të drejtpërdrejtë në efikasitetin dhe produktivitetin e objektit, rritjen e produktivitetit dhe zvogëlimin e kostove, duke siguruar qasje të lehtë në mallrat e deponuara. Kërkesat të cilat vëjnë si pasojë e llojeve të ndryshme të biznesit duhet të shqyrtohen në mënyrë të detajzuar pasi që ndryshimet pas fillimit të ndërtimit të objektit kanë ndikim të konsiderueshëm në rritjen e kostos së përgjithshme.

Faktori i parë i cili duhet të analizohet para se të fillohet me planifikimin dhe më pastaj ndërtimin e një objekti magazinues është lokacioni i ndërtimit. Qasjet e lehta të parcellës të cilat mund të nevojiten për akomodimin e automjeteve të cilat bëjnë shkarkimin dhe ngarkimin e mallrave, si dhe hapësira e nevojshme për akomodimin e të gjitha funksioneve duhet të meren parasysh para përzgjedhjes së lokacionit. Kualiteti i dheut është poashtu faktorë shumë i rëndësishëm që duhet të merret parasysh para fillimit të ndërtimit. Nivelet e larta të lagështisë dhe prania e elementeve të padëshirueshme mund të vënë mallrat e deponuara në rrezik dhe të shkaktojnë probleme të rënda fizike dhe financiare përgjatë një një periudhe afatgjate.

Objektet apo pjesët e objekteve industriale të cilat shërbejnë në funksion të depove apo magazinimit duhet të ndërtohen duke pasur pikësynim një lidhje të logjishme mes qasjes dhe qarkullimit të materialit të deponuar si dhe qarkullimin e njerëzve apo automjeteve të nevojshme mvarësisht nga nevojat. Një lidhje e mire mes transportit dhe deponimit rrjedhimisht garanton funksionim eficient të hapësirës për deponim. Në procesin e dizajnit të objekteve deponuese, luan rol kyç lloji i pajisjeve të cilat do të vendosen në një depo të caktuar, kështu duke planifikuar sasinë, peshën dhe frekuencën e qarkullimit të mallrave deponuese, si dhe organizimit e përgjithshëm të hapësirës në lidhmëri me metodat e transportit. Egziston një game e gjerë e sistemeve statike dhe dinamike të cilat mund të përdoren varësisht nga nevojat e ndryshme të magazinimit, i cili mund të funksionoj si funksion i veçantë ose i lidhur drejtpërdrejtë me prodhim. Në rastin e dytë duhet kushtuar kujdes të veçantë shtigjeve për qarkullimin e personelit dhe mjeteve, si dhe hapësirës deponuese ku duhet të vendosen paletat apo arkat specifike për magazinimin e produkteve, në mënyrë që renditja e produkteve dhe marrja e porosive të jetë sa më e lehtë dhe efikase. Dimensionet e paletave ku qëndrojnë mallërat e deponuara janë të standardizuara në 800 x 1200 x 140 milimetra por mënyrat e renditjes dhe vendosjes së tyre mund të jenë nga më të ndryshmet.

Lartësia e madhe e strukturave të hapësirave për deponim është gjithnjë më e volitshme. Në sistemin tradicional të magazinimit me raftë të rrafshta metalike të cilat mund të mbajnë ngarkesa deri në dyqind e pesëdhjetë kg për raft lartësia zakonisht preferohet të jetë mbi 4.5 metra. Në hapësirat që nevojitet kapacitet më i madh dhe në vend të rafteve shfrytëzohen paletat modulare, në mes të të cilave nevojitet një qasje me gjërësi minimale prej 2.8 metrash, nevojitet një lartësi minimale prej gjashtë metrash për shkak të makinave ngarkuese dhe zbarkuese. Në rastet ekstreme ku mallrat duhet të deponohen në sasi të madhe dhe të dendur, duhet të përdoret sistemi me automatizim të tërësishëm saje maqinerive modern, që funksionojnë me anë të vinçave të posaçëm rrotullues të grumbullimit të cilave me raste ju nevojitet lartësi deri në njëzet e pesë metra.

Objektet me funksion deponues të kapacitetit të lartë në vete mund të ngërthejnë edhe funksione të tjera ndihmëse si: administratën, hapësirën e pranimit, hapësirën e prodhimit,

hapësirën e paketimit, si dhe vendet e nevojshme për parkimin e stafit apo automjeteve më të mëdha transportuese. Këto objekte janë zakonisht të ndërtuara nga strukturat hapësinore të çelikut për shkak të përparësisë të hapësirave të hapura dhe papenguara nga shtyllat të cilat këto lloje të strukturave mundësojnë.

Si përfundim, ka disa faktorë kryesorë të përgjithshëm të cilëve duhet të synohen të arrihen gjatë planifikimit të objekteve me karakter deponues, e këto janë

- Struktura të maksimizojë shfrytëzimin e hapësirës
- Të reduktohet trajtimi i produkteve në minimum
- Të mundësohet akses i lehtë në të gjithë apo shumicën e artikujve
- Të optimizohet kontrolli dhe gjetja e shpejtë e inventarit
- Eliminimi i aktiviteteve të panevojshme
- Përshpejtimi i detyrave që kanë të bëjnë me menaxhimin e brendshëm
- Parandalimi i bllokimit në pikat e ndjeshme të furnizimit
- Përshpejtimi i kohës së mbledhjes dhe paketimit.

Objektet me funksion të deponimit mund të jenë nga forma dhe struktura prej më të ndryshmeve të cilat mvaren nga kërkesa dhe vetë natyra e punës së objektit përkatës, apo edhe nevojës për përshtatje ndaj terrenit dhe faktorëve natyrorë. Është e rëndësishme që zgjidhja e planifikuar, çfarë do qoftë ajo, të jetë në përputhje me kërkesat e biznesit, natyrën e punës, faktorin natyrë, dhe standardet e kohës.

Qëllimi kryesor i projektimit të strukturave të ndërtimit është që të ofrojë siguri të mjaftueshme ndaj potencialit nga humbjet që mund të jenë gjatë jetës së objektit të cilat ndodhin për shkak të ndikimeve të ndryshme të jashtme. Këto ndikime zakonisht janë të parashikueshme, mirëpo në strukturë veprojnë edhe ndikime të rastit të cilat janë fatale për strukturën, të cilat mund t'i quajmë si ndikime aksidentale, ku në to përfshihen "tërmetet". Ndikimi i tërmetit është e pamundur të parashikohet kur mund të ndodhë, pra, ai është i përcaktuar në bazë të vëzhgimeve historike ose me anë të analizave të probabilitetit në një periudhë kohore. Qëllimi i këtij punimi është që të paraqes procedurat e nevojshme të projektimit të strukturave betonarme sipas Eurokodeve.

Valon Berisha

**UNIVERSITETI I PRISHTINËS “HASAN PRISHTINA”
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDERTIMIT
STUDIMET MASTER, DREJTIMI: KONSTRUKTIV**



PUNIM DIPLOME

- MASTER -

TEMA:

PROJEKTIMI I KONSTRUKSIONIT TË OBJEKTIT PËR DEPO

P+4 ME DIMENSIONE (35*24) m'

Mentori:

Prof. Ass. Dr. Kadri MORINA

Studenti:

Valon Berisha

Prishtinë, 2023

PËRMBAJTJA

| | |
|--|----|
| 1.LISTA E SIMBOLEVE..... | 4 |
| 2.ABSTRAKT | 10 |
| 3.ARKITEKTURA | 13 |
| 3.1.Pozicionimi I elementeve..... | 13 |
| 3.2.Prerja gjatesore..... | 14 |
| 3.3.Prerja terthore..... | 15 |
| 4. ANALIZA DHE PROJEKTIMI I NDËRTESAVE SIPAS EUROKODEV..... | 16 |
| 4.1 Standartet referuese të përgjithshme..... | 16 |
| 5.ANALIZA E NGARKESAVE | 17 |
| 5.1.Pllaka e kulmit të gjelbërt..... | 17 |
| 5.2.Pllakat e meskateve..... | 18 |
| 5.3.Pllaka e perdheses..... | 19 |
| 5.4 Ngarkesa nga Dëbora..... | 20 |
| 5.5 Ngarkesa nga Era..... | 20 |
| 6.0 LLOGARITJA E STRUKTURËS..... | 29 |
| 6.1Modeli matematikor..... | 31 |
| 6.2 Ngarkesa kryesore-EC-2 (EN 1992-1-1:2004)..... | 32 |
| 6.3 Analiza sizmike..... | 34 |
| 6.4 Format e lëkundjeve | 36 |
| 7.0 DIMENSIONIMI I PLLAKES POS 102-106..... | 38 |
| 7.1 Logaritja e ndikimeve drejtimi gjatesor zona e sipërme..... | 38 |
| 7.2 Logaritja e ndikimeve drejtimi terthor..... | 39 |
| 7.3 Ndikimet-Momentet përkulëse drejtimi x-x të pllakës së katit karakteristik..... | 41 |
| 7.4 Ndikimet-Momentet përkulëse drejtimi y-y të pllakës së katit karakteristik..... | 42 |
| 7.5 Logaritja e ndikimeve drejtimi gjatesor zona e poshtme..... | 45 |
| 8.0 KONTROLLA NGA MOSDEPERTIMI..... | 49 |
| 9.0 KONTROLLIMI I GJENDJES KUFITARE TE PLASARITJEVE..... | 53 |
| 9.1 Llogaritja e gjerësisë së plasaritjeve..... | 53 |
| 10.0 Kontrollimi i elemnetit- pllakes nga fenomeni i uljeve-deformimeve..... | 56 |
| 10.1 Kontrollimi i uljeve të traut për kohën $t=0$ | 56 |
| 10.2 Kontrollimi i uljeve të traut për kohën $t=\infty$ | 58 |
| 11.0 Kontrollimi i kapacitetit të elementeve vertikale,kontrollimi për duktilitet..... | 60 |
| 12.0Verifikimet gjeometrike dhe në përkulje – POS T_1..... | 61 |
| 12.1 Verifikimet e kufizimeve gjeometrike (EN 1998-1, 5.5.1.2.1)..... | 62 |
| 12.2 Efektet projektuese të veprimit..... | 62 |
| 12.3 Procedurat për projektimin e trarëve..... | 65 |
| 12.4 Projektimi i armaturës për përkuljen në trarë..... | 65 |
| 12.5 Përcaktimi i momenteve të projektimit..... | 66 |
| 12.6 Verifikimi nga forcat transversal – POS T_1..... | 70 |
| 12.7 Detajimi për duktilitet lokal – POS T_1..... | 75 |
| 12.8 Inkastrimi dhe vazhdimet Trari POS T_1..... | 77 |
| 13.0 Dimensionimi i shtyllës së përdhësës: PosS1..... | 79 |
| 13.1Përcaktimi i sasisë së armaturës gjatësore të shtyllës..... | 80 |
| 13.2 Përcaktimi i armaturës gjatësore me anën e kurbave plane të bashkëveprimit..... | 80 |
| 13.3 Detajimi për duktilitet lokal (EN 1998-1, 5.5.3.2.2)..... | 87 |
| 13.4 Kërkesa dhe përcaktime normative për duktilitetin e kurbaturës..... | 87 |

| | | |
|------|--|-----|
| 14.0 | Nyja tra-shtyllë , verifikimi i rezistencës..... | 90 |
| 14.1 | Verifikimi i rezistencës relative të trarëve dhe shtyllave | 93 |
| 15.0 | Verifikimet gjeometrike dhe në përkulje – Muri ndaj prerjes POS M-1..... | 94 |
| 15.1 | Dimensionimi i murit M1..... | 95 |
| 15.2 | Llogaritja e armatures nga forca prerëse V_d | 98 |
| 16.0 | Dimensionimi i themel pllakës..... | 100 |
| 16.1 | Verifikimi i soletës në çpim..... | 101 |
| 17.0 | Perfundime..... | 108 |
| 18.0 | Shpenzimi i materialit (betoni dhe armatura)..... | 108 |
| 19.0 | Literatura..... | 109 |
| | ANEX-i -(Pjesa grafike dhe detalet e armimit si bashkangjitje- lidhje e veçantë) | |

1.0 Lista e Simboleve

- A_c sipërfaqja e seksionit e një elementi prej betoni
- A_{Ed} vlera llogaritëse e veprimit sizmik
- A_{Ek} vlera karakteristike e veprimit sizmik për periudhën referencë të rikthimit
- A_{sh} sipërfaqja e përgjithshme e stafave shtrënguese horizontale në një nyjetra-shtyllë
- A_{si} sipërfaqja e përgjithshme e shufrave të çelikut në secilën prej drejtimeve diagonale të një trau lidhës
- A_{st} sipërfaqja e njëres prej degëve të armaturës tërthore
- A_{sv} sipërfaqja e përgjithshme e shufrave vertikale në brinjën e një muri
- $A_{sv,i}$ sipërfaqja e shufrave vertikale, midis shufrave këndore (në qoshe), në njërin drejtim të prerjes tërthore të një shtylle të cilat kalojnë përmes nyjës
- A_w sipërfaqja e përgjithshme e prerjes tërthore horizontale të një muri
- ΣA_{si} shuma e sipërfaqeve të të gjitha shufrave të inklinuara në të dyja drejtimet, në një mur të armuar me shufra të inklinuara, të vendosura për të përballuar rrëshqitjen nga prerja
- ΣA_{sj} shuma e sipërfaqeve të shufrave vertikale në brinjën e një muri, ose e sipërfaqeve të shufrave shtesë, të vendosura në elementët kufizues të murit për të siguruar posaçërisht rezistencën e nevojshme kundrejt prerjes rrëshqitëse
- D_o diametëri i bërthamës së shtrënguar në një kolonë me seksionin rrethor
- E_E efekti i veprimit sizmik
- E_{Edx}, E_{Edy} vlerat projektuese të efekteve sizmike për shkak të komponentëve horizontalë (x dhe y) të veprimit sizmik
- E_d vlera llogaritëse e efekteve të veprimit
- F_i forca sizmike horizontale në katin i .
- F_a forca sizmike horizontale në një element jostrukturorë
- F_b forca prerëse në bazë
- H lartësia e ndërtesës nga themeli ose nga pjesa e sipërme e një bodrumi rigjid
- L_{max}, L_{min} përmasa më e madhe dhe më e vogël në plan e ndërtesës, e matur në drejtime ortogonale

ΣM_{Rb} shuma e vlerave projektuese të momenteve rezistuese të trarëve që lidhen nënjë nyje, sipas drejtimit në shqyrtim

ΣM_{Rc} shuma e vlerave projektuese të momenteve rezistuese të kolonave që lidhen nënjë nyje, sipas drejtimit në shqyrtim

$M_{i,d}$ momenti fundor i një trau ose shtylle për llogaritjen e kapacitetit të tij projektues në prerje

$M_{Rb,i}$ vlera projektuese (llogaritëse) e momentit rezistues të një trau në fundin i

$M_{Rc,i}$ vlera projektuese e momentit rezistues të një kolone në fundin i

N_{Ed} forca aksiale që rezulton nga analiza për situatën sizmike projektuese

N_{SPT} numri i goditjeve nga prova e penetrimit standard

Q veprim i ndryshueshëm

R_d vlera projektuese (llogaritëse) e rezistencës

$S_e(T)$ spektri horizontal i reagimit elastik shprehur në shpejtim (nxitim) të truallit, i emërtuar gjithashtu “spektri i reagimit elastik”. Për $T = 0$, shpejtimi spektral i dhënë nga ky spektër është i barabartë me shpejtimin projektues në truall të tipit A, i shumëzuar me faktorin S të truallit;

$S_{De}(T)$ spektri i reagimit elastik në zhvendosje

$S_d(T)$ spektri i projektimit (për analizën elastike).

S faktori i truallit

T perioda e lëkundjeve e një sistemi linear me një shkallë lirie

T_1 perioda themelore e lëkundjeve të një ndërtese

T_C perioda skajore në kufirin e sipërm të pjesës me shpejtim konstant të spektrit elastik

T_s zgjatshmëria e pjesës së qëndrueshme të lëkundjes sizmike

T_{NCR} periudha referencë e rikthimit e veprimit referencë sizmik, për kërkesën e mosshembjes

V_{Ed} forca prerëse në një mur, që rezulton nga analiza për situatën sizmike projektuese.

V_{dd} rezistenca “në kunj” e shufrave vertikale në një mur

V_{Ed} forca prerëse projektuese në një mur

$V_{Ed,max}$ forca prerëse maksimale vepruese në seksionin fundor të një trau, që rezulton nga llogaritjet e projektimit sipas kapaciteteve

$V_{Ed,min}$ forca prerëse minimale vepruese në seksionin fundor të një trau, që rezulton nga llogaritjet e projektimit sipas kapaciteteve.

V_{fd} kontributi i fërkimit në rezistencën e një muri kundrejt rrëshqitjes nga prerja.
 V_{id} kontributi i shufrave të inklinuara në rezistencën e një muri kundrejt rrëshqitjes nga prerja
 $V_{Rd,c}$ vlera projektuese e rezistencës në prerje për elementë të paarmuar ndaj forcës prerëse, në përputhje me EN 1992-1-1:2004
 $V_{Rd,S}$ vlera projektuese e rezistencës në prerje ndaj rrëshqitjes
 W_a pesha e një elementi jostrukturorë3
 agR shpejtimi maksimal referencë në truall të tipit A
 ag shpejtimi projektues në truall të tipit A
 avg shpejtimi projektues i truallit në drejtimin vertikal
 b gjerësia e flaxhës së poshtme të traut
 bc përmasa e seksionit tërthor të shtyllës
 b_{eff} gjerësia efektive e flaxhës së traut në tërheqje, në faqen e shtyllës mbështetëse
 bi hapi midis dy shufrave të njëpasnjëshme të kapura nga një cep i stafës ose nganjë stafë "S" në një shtyllë
 bo gjerësia e bërthamës së shtrënguar në një shtyllë ose në një element kufitar tënjë muri (referuar vijës qendrore të stafave shtrënguese)
 bw trashësia e pjesëve shtrënguese të një seksioni muri, ose gjerësia e brinjës së njëtrau
 bwo trashësia e brinjës të një muri
 d lartësia efektive e seksionit
 d zhvendosja
 dbL diametri i shufrave gjatësore
 dbw diametri i stafave shtrënguese
 dg zhvendosja projektuese e truallit
 dr drifti projektues i kateve
 ea jashtëqendërsia aksidentale e masës së një kati kundrejt vendndodhjes nominale të saj
 f_{cd} vlera projektuese e rezistencës në shtypje të betonit
 f_{ctm} vlera mesatare e rezistencës në tërheqje të betonit
 f_{yd} vlera projektuese e rezistencës në rrjedhshmëri e çelikut
 $f_{yd,h}$ vlera projektuese e rezistencës në rrjedhshmëri e armaturës horizontale tëbrinjës së murit

- f_{yd,v}* vlera projektuese e rezistencës në rrjedhshmëri e armaturës vertikale të brinjës së murit
- f_{yl}* vlera projektuese e rezistencës në rrjedhshmëri e armaturës gjatësore
- f_{ywd}* vlera projektuese e rezistencës në rrjedhshmëri e armaturës tërthoreg shpejtimi i rënies së lire
- h* lartësia (thellësia) e prerjes tërthore
- h_c* lartësia e seksionit tërthor të shtyllës sipas drejtimit në shqyrtim
- h_f* lartësia e flanxhës
- h_{jc}* largësia midis shtresave skajore të armaturës së shtyllës në një një tra-shtyllë
- h_{jw}* largësia midis armaturës së sipërme dhe të poshtme të traut
- h_o* lartësia e bërthamës së shtrënguar në një kolonë (referuar vijës qendrore të stafave shtrënguese)
- h_s* lartësia neto (dysHEME–tavan) e katit
- h_w* lartësia e murit ose lartësia e prerjes tërthore të traut
- k_D* faktori që pasqyron klasën e duktilitetit në llogaritjen e lartësisë së kërkuar të shtyllës për ankorimin e shufrave të traut në një nyje; merret i barabartë me 1 për DCH dhe me 2/3 për DCM
- k_w* faktori që pasqyron mënyrën mbizotëruese të shkatërrimit në sistemet strukturore me mure
- l_{cl}* gjatësia e neto e një trau ose një shtylle
- l_{cr}* gjatësia e rajonit kritik
- l_i* largësia midis vijave qendrore (akseve) të dy grupe shufrash të inklinuara në seksionin e bazës së mureve që kanë shufra të inklinuara kundrejt rrëshqitjes nga prerja
- l_w* gjatësia e prerjes tërthore të murit
- m_i* masa e katit *i*
- n* numri i kateve sipër themelit ose mbi nivelin e sipërm të një bodrumi rigjid
- n* numri i përgjithshëm i shufrave gjatësore të kapura nga stafa shtrënguese ose stafa “S” sipas perimetrit të seksionit të shtyllës
- q* faktori i sjelljes
- q₀* vlera bazë e faktorit të sjelljes
- q_d* faktori i sjelljes për zhvendosjen
- s* hapi midis shufrave të armimit tërthor

- s_i zhvendosja e masës m_i sipas formës së tonit (modës) themelor të një ndërtese
 x_u lartësia e aksit neutral
 z krahu i forcave të brendshme (krahu i forcës, i çiftit të forcave)
 z_i lartësia e masës m_i sipër nivelit të aplikimit të veprimit sizmik
 α raporti i shpejtimit projektues të truallit kundrejt shpejtimit të gravitetit
 α_0 raporti mbizotërues i “aspektit” (raporti lartësi:gjerësi) në muret e sistemeve strukturore
 α_1 shumëzuesi i veprimit projektues sizmik horizontal, për çastin e formimit të çernierës së parë plastike në sistemin strukturor
 α_u shumëzuesi i veprimit projektues sizmik horizontal, për çastin e formimit të mekanizmit plastik global
 ϵ_{cu2} deformacioni i fundit për betonin e pashtrënguar
 $\epsilon_{cu2,c}$ deformacioni i fundit për betonin e shtrënguar
 $\epsilon_{su,k}$ vlera karakteristike e zgjatimit të fundit të armaturës së çelikut
 $\epsilon_{sy,d}$ vlera projektuese e deformacionit të çelikut në rrjedhshmëri
 v forca aksiale e normalizuar kundrejt madhësisë $A_c \cdot f_{cd}$, e cila i korrespondon situates sizmike projektuese
 $v_{s,30}$ vlera mesatare e shpejtësisë së përhapjes së valëve S , në 30 m e sipërm tëprofilit të dheut, me deformacion në prerje të barabartë me 10-5 ose më pak
 γ_c faktori pjesor për betonin
 γ_d faktori i mbirezistencës për diafragmat
 γ_{Rd} faktori që pasqyron pasigurinë e vlerës projektuese të rezistencave gjatë vlerësimit të efekteve të veprimit në projektimin sipas kapaciteteve, duke marrëparasysh burimet e ndryshme të mbirezistencës
 γ_s faktori pjesor për çelikon
 γ_I faktori i rëndësisë
 η faktori i korigjimit të shuarjes
 η faktori reduktues i rezistencës në shtypje të betonit, për shkak të deformacioneve tërheqëse në drejtimin tërthor
 ζ raporti $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$, midis forcave prerëse vepruese minimale dhe maksimale në seksionet fundore të një trau
 ξ raporti i shuarjes viskoze (në përqindje)
 ξ lartësia e normalizuar e aksit neutral

| | |
|---------------|---|
| μ_f | koeficienti i fërkimit beton-beton në kushtet e veprimeve ciklike |
| μ_Φ | faktori i duktilitetit në kurbaturë |
| μ_δ | faktori i duktilitetit në zhvendosje |
| ρ | raporti i armaturës së tërhequr |
| ρ' | raporti i armaturës së shtypur në trarë |
| ρ_h | raporti i armaturës së shufrave horizontale të brinjës në një muri |
| ρ_l | raporti i përgjithshëm i armaturës gjatësore |
| ρ_{max} | raporti maksimal i lejuar i armaturës së tërhequr në rajonin kritik të trarëve parësorë sizmikë |
| ρ_v | raporti i armaturës së shufrave vertikale të brinjës në një muri |
| ρ_w | raporti i armaturës për prerjen |
| σ_{cm} | vlera mesatare e sforcimit normal në beton |
| ω_v | raporti mekanik i armaturës vertikale të brinjës |
| ω_{wd} | raporti vëllimor mekanik i armaturës shtrënguese |
| θ | koeficienti i ndjeshmërisë (“sensitivity”) i drifteve i kateve |
| $\psi_{2,i}$ | koeficienti i kombinimit për vlerën thuajse-të përhershme të veprimit të ndryshueshëm i |
| $\psi_{E,i}$ | koeficienti i kombinimit për një veprim të ndryshueshëm i , që duhet marrë parasysh kur përcaktohen efektet e veprimit sizmik projektues. |

2.0 ABSTRAKT

Planifikimi i ndërtimit të një objekti me karakter deponues mund të jetë një proces kompleks për shkak të shumë faktorëve të ndryshëm që duhet marrë parasysh. Ky proces përfshin planifikimin strategjik të hapësirës ashtu që ajo të jetë sa më praktike. Planifikimi është proces vendimtarë sepse ka ndikim të drejtpërdrejtë në efikasitetin dhe produktivitetin e objektit, rritjen e produktivitetit dhe zvogëlimin e kostove, duke siguruar qasje të lehtë në mallrat e deponuara. Kërkesat të cilat vëjnë si pasojë e llojeve të ndryshme të biznesit duhet të shqyrtohen në mënyrë të detajzuar pasi që ndryshimet pas fillimit të ndërtimit të objektit kanë ndikim të konsiderueshëm në rritjen e kostos së përgjithshme.

Faktori i parë i cili duhet të analizohet para se të fillohet me planifikimin dhe më pastaj ndërtimin e një objekti magazinues është lokacioni i ndërtimit. Qasjet e lehta të parcellës të cilat mund të nevojiten për akomodimin e automjeteve të cilat bëjnë shkarkimin dhe ngarkimin e mallrave, si dhe hapësira e nevojshme për akomodimin e të gjitha funksioneve duhet të meren parasysh para përzgjedhjes së lokacionit. Kualiteti i dheut është poashtu faktorë shumë i rëndësishëm që duhet të merret parasyshë para fillimit të ndërtimit. Nivelet e larta të lagështisë dhe prania e elementeve të padëshirueshme mund ti vënë mallrat e deponuara në rrezik dhe të shkaktojnë probleme të rënda fizike dhe financiare përgjatë një një periudhe afatgjate.

Objektet apo pjesët e objekteve industriale të cilat shërbejnë në funksion të depove apo magazinimit duhet të ndërtohen duke pasur pikësynim një lidhje të logjikshme mes qasjes dhe qarkullimit të materialit të deponuar si dhe qarkullimin e njerëzve apo automjeteve të nevojshme mvarësisht nga nevojat. Një lidhje e mire mes transportit dhe deponimit rrjedhimisht garanton funksionim eficient të hapësirës për deponim. Në procesin e dizajnit të objekteve deponuese, luan rrol kyç lloji i pajisjeve të cilat do të vendosen në një depo të caktuar, kështu duke planifikuar sasinë, peshën dhe frekuencën e qarkullimit të mallrave deponuese, si dhe organizimit e përgjithshëm të hapësirës në lidhmëri me metodat e transportit. Egziston një game e gjerë e sistemeve statike dhe dinamike të cilat mund të përdoren varësisht nga nevojat e ndryshme të magazinimit, i cili mund të funksionoj si funksion i veçantë ose i lidhur drejtpërdrejtë me prodhim. Në rastin e dytë duhet kushtuar kujdes të veçantë shtigjeve për qarkullimin e personelit dhe mjeteve, si dhe hapësirës deponuese ku duhet të vendosen paletat apo arkat specifike për magazinimin e produkteve, në mënyrë që renditja e produkteve dhe marrja e porosive të jetë sa më e lehtë dhe efikase. Dimensionet e paletave ku qëndrojnë mallërat e deponuara janë të standardizuara në 800 x 1200 x 140 milimetra por mënyrat e renditjes dhe vendosjes së tyre mund të jenë nga më të ndryshmet.

Lartësia e madhe e strukturave të hapësirave për deponim është gjithnjë më e volitshme. Në sistemin tradicional të magazinimit me raftet e rrafshta metalike të cilat mund të mbajnë ngarkesa deri në dyqind e pesëdhjetë kg për raft lartësia zakonisht preferohet të jetë mbi 4.5 metra. Në hapësirat që nevojitet kapacitet më i madh dhe në vend të rafteve shfrytëzohen paletat modulare, në mes të të cilave nevojitet një qasje me gjërësi minimale prej 2.8 metrash, nevojitet një lartësi minimale prej gjashtë metrash për shkak të makinave ngarkuese dhe zbarkuese. Në rastet ekstreme ku mallrat duhet të deponohen në sasi të madhe dhe të dendur, duhet të përdoret sistemi me automatizim të tërësishëm saje maqinerive modern, që funksionojnë me anë të vinçave

të posaçëm rrotullues të grumbullimit të cilave me raste ju nevojitet lartësi deri në njëzet e pesë metra.

Objektet me funksion deponues të kapacitetit të lartë në vete mund të ngërthejnë edhe funksione të tjera ndihmëse si: administratën, hapësirën e pranimit, hapësirën e prodhimit, hapësirën e paketimit, si dhe vendet e nevojshme për parkimin e stafit apo automjeteve më të mëdha transportuese. Këto objekte janë zakonisht të ndërtuara nga strukturat hapësinore të çelikut për shkak të përparësisë të hapësirave të hapura dhe papenguara nga shtyllat të cilat këto lloje të strukturave mundësojnë.

Si përfundim, ka disa faktorë kryesorë të përgjithshëm të cilëve duhet të synohen të arrihen gjatë planifikimit të objekteve me karakter deponues, e këto janë

- Struktura të maksimizojë shfrytëzimin e hapësirës
- Të reduktohet trajtimi i produkteve në minimum
- Të mundësohet akses i lehtë në të gjithë apo shumicën e artikujve
- Të optimizohet kontrolli dhe gjetja e shpejtë e inventarit
- Eliminimi i aktiviteteve të panevojshme
- Përshpejtimi i detyrave që kanë të bëjnë me menaxhimin e brendshëm
- Parandalimi i bllokimit në pikat e ndjeshme të furnizimit
- Përshpejtimi i kohës së mbledhjes dhe paketimit.

Objektet me funksion të deponimit mund të jenë nga forma dhe struktura prej më të ndryshmeve të cilat mvaren nga kërkesa dhe vetë natyra e punës së objektit përkatës, apo edhe nevojës për përshtatje ndaj terrenit dhe faktorëve natyrorë. Është e rëndësishme që zgjidhja e planifikuar, çfarë do qoftë ajo, të jetë në përputhje me kërkesat e biznesit, natyrën e punës, faktorin natyror, dhe standardet e kohës.

Qëllimi kryesor i projektimit të strukturave të ndërtimit është që të ofrojë siguri të mjaftueshme ndaj potencialit nga humbjet që mund të jenë gjatë jetës së objektit të cilat ndodhin për shkak të ndikimeve të ndryshme të jashtme. Këto ndikime zakonisht janë të parashikueshme, mirëpo në strukturë veprojnë edhe ndikime të rastit të cilat janë fatale për strukturën, të cilat mund t'i quajmë si ndikime aksidentale, ku në to përfshihen “tërmetet“. Ndikimi i tërmetit është e pamundur të parashikohet kur mund të ndodhë, pra, ai është i përcaktuar në bazë të vëzhgimeve historike ose me anë të analizave të probabilitetit në një periudhë kohore. Qëllimi i këtij punimi është që të paraqes procedurat e nevojshme të projektimit të strukturave betonarme sipas Eurokodeve.

Paketa e Eurokodeve e nevojshme për projektimin e strukturave betonarme është dhënë në pikën 1 të këtij punimi, po ashtu në pikën 2 dhe 3 është bërë përshkrimi në pika të shkurtra rreth qëllimit të Eurokodit 8 – pjesa 1 dhe

Eurokodit 0 , ku është treguar mundësia e lidhjes së EC8 me Eurodokat tjera. Pikat në vazhdim 4 deri 6 paraqesin dispozita dhe rregulla të përgjithshme të Eurokodit8 – pjesa 1, për tipe të ndryshme të ndërtesave.

Pika 7 - trajton rregulla të veçanta (specifike) për ndërtesat prej betoni të armuar, ndërsa pika 8 trajton dispozita nga EN206-1, të cilat kanë të bëjnë me rregulla rreth betonit të njomë me përbërësit e tij dhe betonit të ngurtësuar.

Pika 9 gjashtë është paraqitur trajtimi i një depo nga betoni i armuar me duktilitet të mesëm (DCM), e cila përbëhet nga perdhesa dhe 4 kate.Ndërtesa është zgjedhur sistem dual (ekuivalent me ramë ose me mure) si karakteristik kemi pllake te rrafshet.Për shqyrtim është përzgjedhur një ram karakteristik ku në të janë përzgjedhur pllaka e rrafshet qe mbeshtetet ne shtylla trajet perimetrike dhe shtyllat të cilat i takojnë një nyje karakteristike.

Për llogaritjen dhe detajet e armimit për këto elementeve strukturore janë përdorur parimet e “Projektimit sipas Kapaciteteve“, e gjitha duke ndjekur kërkesat e Eurokodit 8 dhe Eurokodit 2 për shqyrtimet e kërkuara.

3. ARKITEKTURA

3.1 POZICIONIMI I ELEMENTEVE

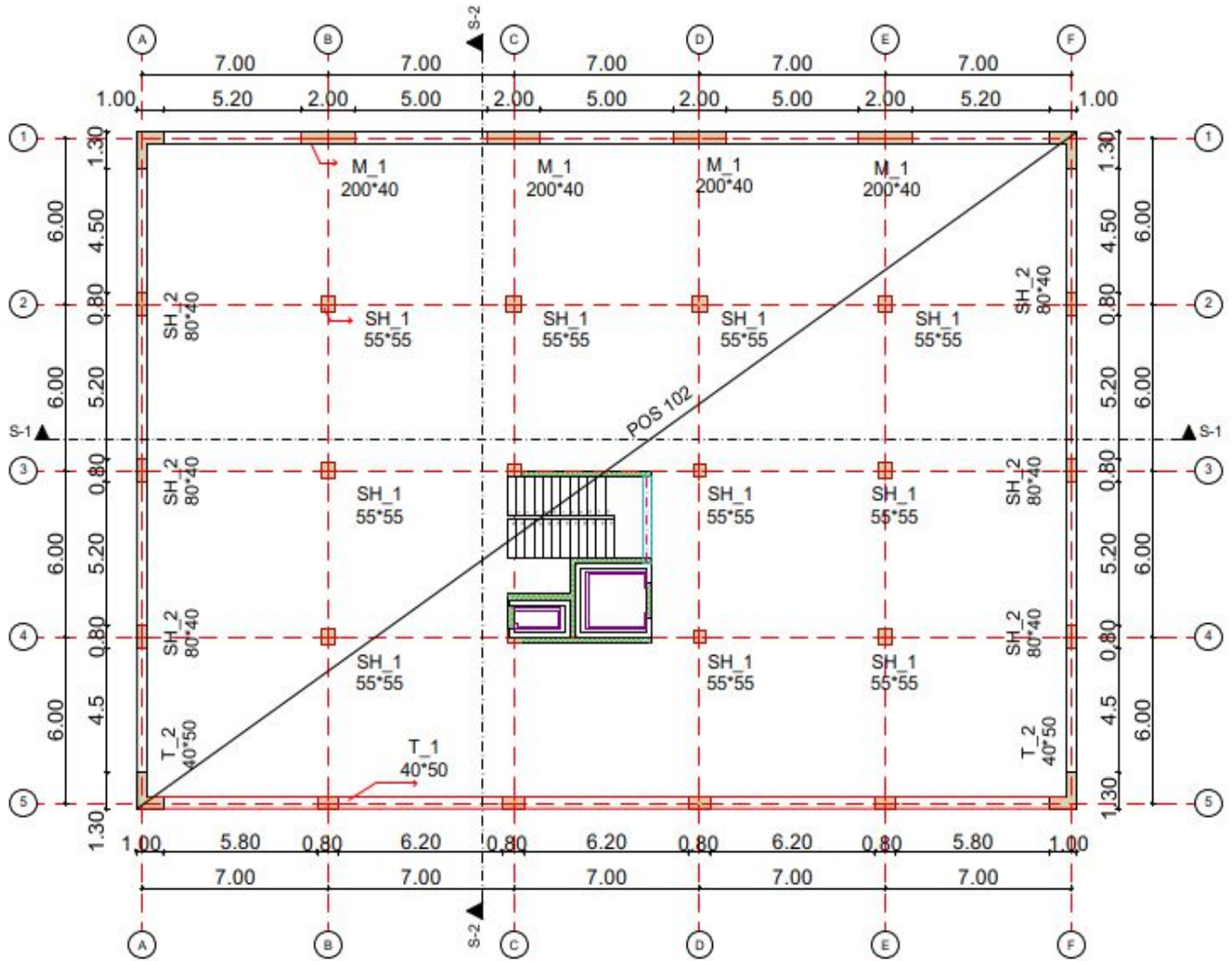


Fig.1 Baza e katit karakteristik

Prerja gjatesore I-I

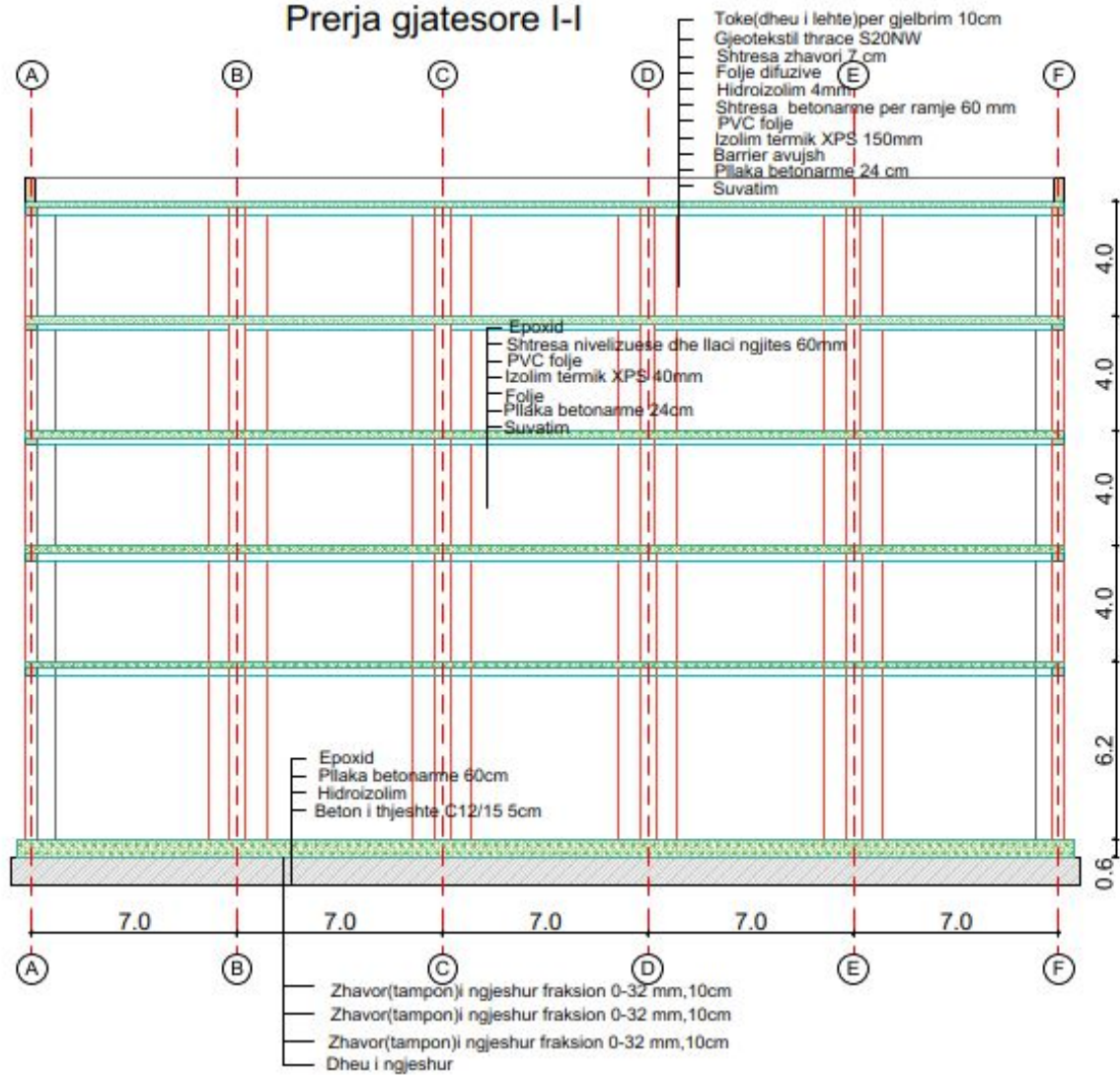


Fig.2 Prerja ne drejtimin x-x

Prerja terthore I-I

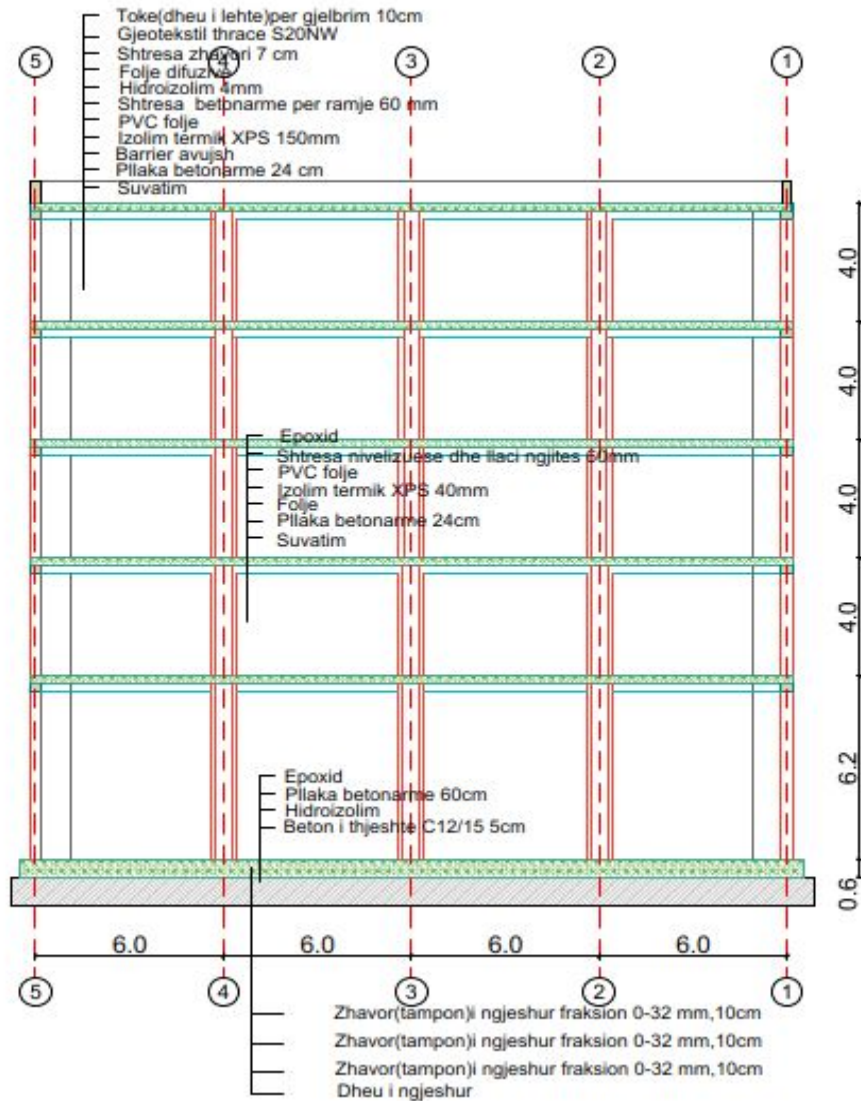


Fig.3 Prerja ne drejtimin y-y

4.0 ANALIZA DHE PROJEKTIMI I NDËRTESAVE SIPAS EUROKODEVE

4.1 Standartet referuese të përgjithshme

EN 1990 Eurokodi 0: Bazat e projektimit strukturor

EN 1991 Eurokodi 1: Veprimet mbi strukturat

EN 1992 Eurokodi 2: Projektimi i strukturave prej betoni

EN 1993 Eurokodi 3: Projektimi i strukturave prej çeliku

EN 1994 Eurokodi 4: Projektimi i strukturave kompozite prej çeliku dhe betoni

EN 1995 Eurokodi 5: Projektimi i strukturave prej druri

EN 1996 Eurokodi 6: Projektimi i strukturave me muraturë

EN 1997 Eurokodi 7: Projektimi gjeoteknik

EN 1998 Eurokodi 8: Projektimi i strukturave rezistente ndaj tërmetit

5. Analiza e ngarkesave

5.1. Pllaka e kulmit të gjelbërt-pozicioni

a) Ngarkesa e vetjake (përhershme) G1 :

Është përfshirë përmes modelit numerik-programit (softver-it)

b) Ngarkesa e përhershme: G2

c) Ngarkesa shfrytëzuese (përkohshme) $q=2.0 \text{ kN/m}^2$

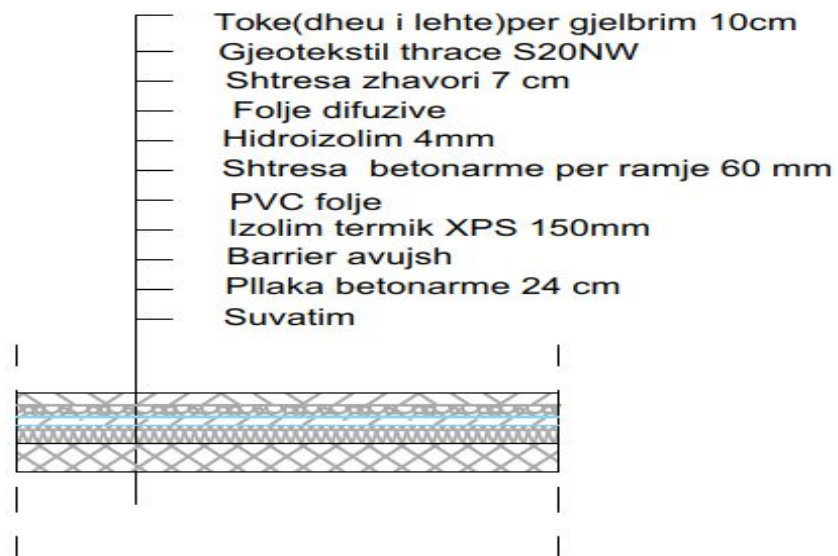


Fig.4.0. Prerja e pllakës-kulmit të gjelbërt

Tabela 1.0 Ngarkesat karakteristike të shtresave në meskate:

| | d (m) | γ (kN/m ³) | $d \times \gamma$ |
|--|---------|-------------------------------|-------------------|
| Toka-dheu për gjelbrim | 0.10 | 17 | 1.70 |
| Gjeotekstil thrace | | | 0.015 |
| Shtresa e zhavorit | 0.07 | 19 | 1.33 |
| PVC folje ,izolimi termik dhe folje difuzive | 0.15 | 2.2 | 0.33 |
| Shtresa betonarme | 0.06 | 25 | 1.50 |
| Barrier avujsh dhe hidroizolimi | 0.01 | 18 | 0.18 |
| Suvatim | 0.01 | 20 | 0.2 |

Ngarkesa e përhershme: G2 : $\Delta g = 5.25 \text{ kN/m}^2$

5.2 .Pllakat e meskateve

a) Ngarkesa e vetjake (perhershme) G1:

Është përfshirë përmes modelit numerik-programit (softver-it)

b) Ngarkesa e përhershme: G2 :

c) Ngarkesa shfrytëzuese (përkohshme) $q=6.0 \text{ kN/m}^2$

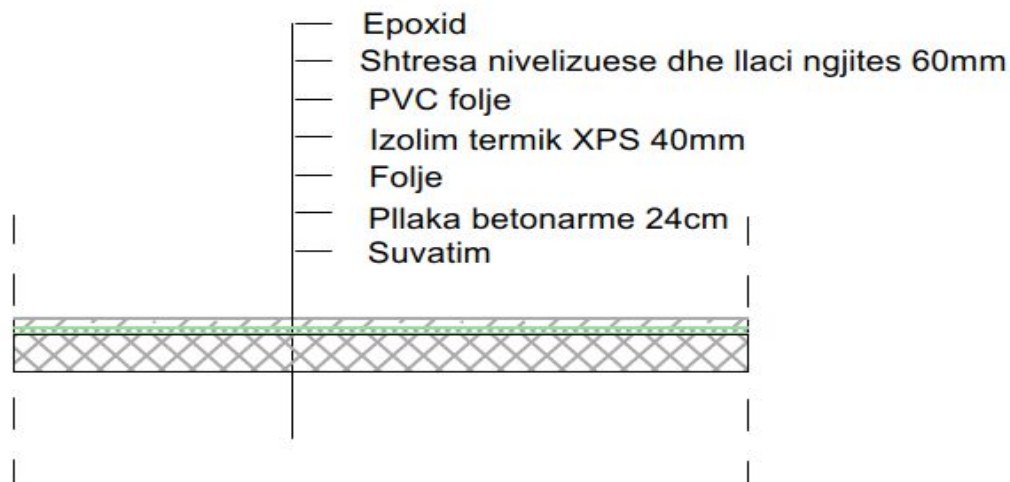


Fig.5.0. Prerja e pllakës-konstr.meskator

Tabela 2.0 Ngarkesat karakteristike të shtresave në meskate:

| | d (m) | γ (kN/m ³) | $d \times \gamma$ |
|---------------------------------------|---------|-------------------------------|-------------------|
| Epoxide | 0.01 | 12 | 0.12 |
| Shtresa rrafshuese | 0.05 | 19 | 0.95 |
| Izolimi termik XPS 40 mm dhe Folje | 0.05 | 0.5 | 0.025 |
| Suvatimi | 0.01 | 20 | 0.2 |

Ngarkesa e përhershme: G2 : $\Delta g = 1.3 \text{ kN/m}^2$

5.3 Pllaka e perdheses (themelit)

a) Ngarkesa e vetjake (perhershme) G1:

Është përfshirë përmes modelit numerik-programit (softver-it)

b) Ngarkesa e përhershme: G2

c) Ngarkesa shfrytëzuese (përkohshme) $q=10.0 \text{ kN/m}^2$

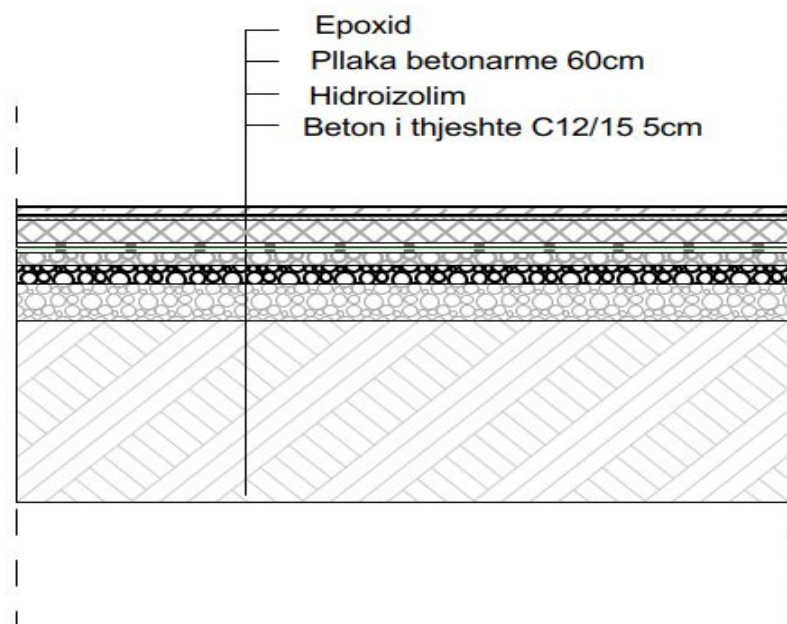


Fig.6.0. Prerja e pllakës-ne perdhese

Tabela 3-0 Ngarkesat karakteristike të shtresave në pllaken e themelit:

| | d (m) | γ (kN/m ³) | $d \times \gamma$ |
|---------|---------|-------------------------------|-------------------|
| Epoxide | 0.01 | 12 | 0.12 |

Ngarkesa e përhershme:G2 : $\Delta g =0.12 \text{ kN/m}$

5.4 Ngarkesa nga Dëbora

Sipas prEN 1991-1-3 ngarkesa e dëborës në çati caktohet sipas ekuacionit:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (1)$$

ku: μ_i - koeficienti i formës së kulmit

C_e – koeficienti i ekspozimit (zakonisht $C_e = 1.0$)

C_t – koeficienti termik (zakonisht $C_t = 1.0$)

S_k - vlera karakteristike e ngarkesës së borës në tokë për lartësinë përkatëse

Përcaktimi i ngarkesës së dëborës në tokë

Ekuacioni për rajonin e përvetsuar klimatik Central EAST-zona 1

$$S_k = (0.264 \cdot Z - 0.002) * [1 + \left(\frac{A}{256}\right)^2] \quad \text{kN/m}^2$$

ku: Z - numri i zonës (në varësi të ngarkesës së dëborës në nivelin e detit)

A - lartësia mbi nivelin e detit ($A=550$ m)

$$S_k = (0.264 \cdot 1 - 0.002) * [1 + \left(\frac{550}{256}\right)^2] = 1.2 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\mu_i = 0.8, \text{ për } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$$

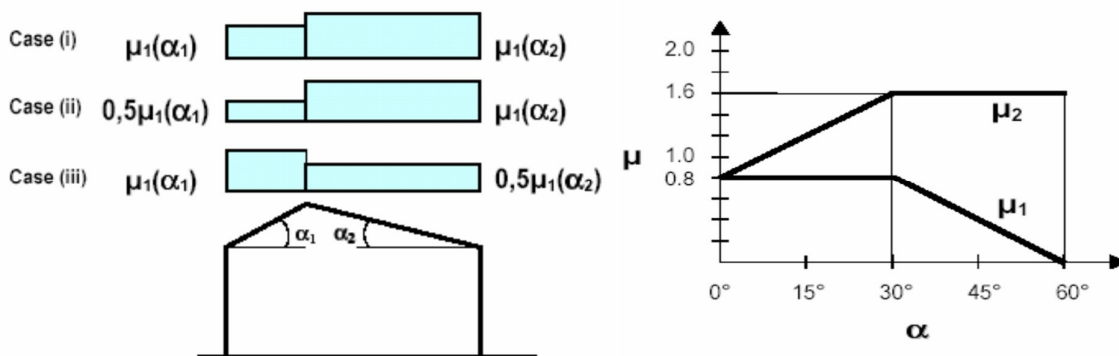


Fig.10.1

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.2 = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

5.5 Ngarkesa nga Era

Zona $V_{reff,0}$

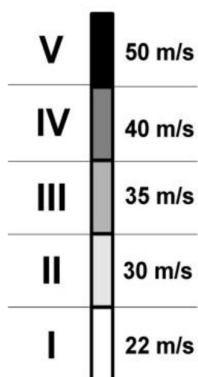


Fig.7.0 Shpejtësia e erës sipas zonave

Për regionin tone përvetësojmë në mes zones I dhe II
Lartësia mbidetare 550 m?

$$v = 26.5 \text{ m/s (95.4 km/h)}$$

$$V_{\text{reff}} = C_{\text{DIR}} C_{\text{TEM}} C_{\text{ALT}} V_{\text{reff},0} = 1.0 * 1.0 * 1.055 * 26.50 = 27.96 \text{ m/s}$$

$V_{\text{reff},0}$ - Vlera themelore e shpejtesisë referente të erës,
 C_{DIR}- faktori i drejtimit C_{DIR}=1.0
 C_{TEM}- faktori i përkohshëm C_{TEM}=1.0
 C_{ALT}- faktori i lartësisë mbidetare
 $C_{\text{ALT}} = 1 + 0.0001 * a_s = 1 + 0.0001 * 550 = 1.055$

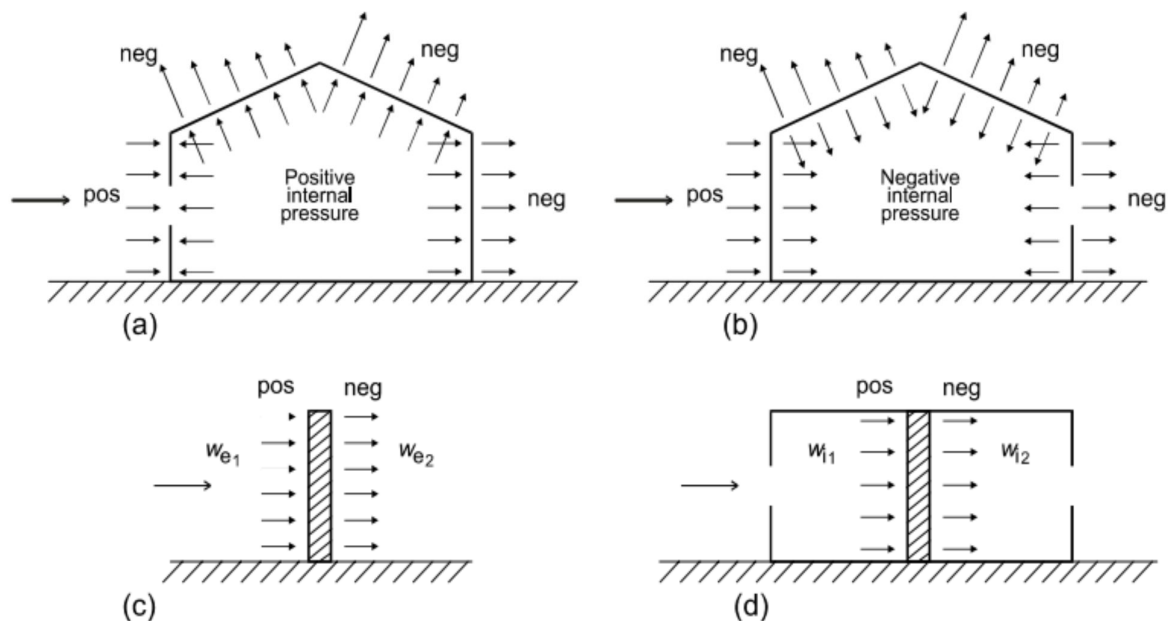


Fig.8.0. Skemat e shpërndarjes së presionit të brendshëm dhe të jashtëm

a) Drejtimi i erës x:

Veprimi i erës në 22 m mbi nivelin e tokës:

Koeficienti i vrazhdësisë

$$C_r(Z) = k_r * \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) \quad \text{për } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = c_r * (z_{\min}) \quad \text{për } z < z_{\min}$$

ku janë:

k_r – faktor i terrenit
 z_0 -gjatësia e kodrës (brigjeve)

z_{\min} -lartësia minimale

Tabela 5.0 Tabela për përcaktimin e koeficientit. K_r , z_0 , Z_{min} :

| Kategoria e terrenit | Përshkrimi | k_r | z_0 [m] | Z_{min} [m] |
|----------------------|--|-------|-----------|---------------|
| 0 | Deti apo zona e detit e hapur për në det | 0.156 | 0.03 | 1 |
| I | Teren i hapur jo i rrafshet me gjatësi se paku 5 km ne drejtim te erës dhe teren i rrafshet pa pengesa | 0.17 | 0.01 | 1 |
| II | Teren me pengesa te kufizuara,konstruksione te vogla pengese,shtepi ose drunjë (lisa,pemë etj) | 0.19 | 0.05 | 2 |
| III | Lagje periferike,zona industrial dhe pyje të përhershme | 0.215 | 0.3 | 5 |
| IV | Zona urbane në të cilat së paku 15% të sipërfaqes është e mbuluar me ndërtesa,lartësia mesatare e të cilave është mbi 15 m | 0.234 | 1.0 | 10 |

Zona II

$z_0 = 0.05$ m

$k_r = 0.19$

$Z_{min} = 2$ m

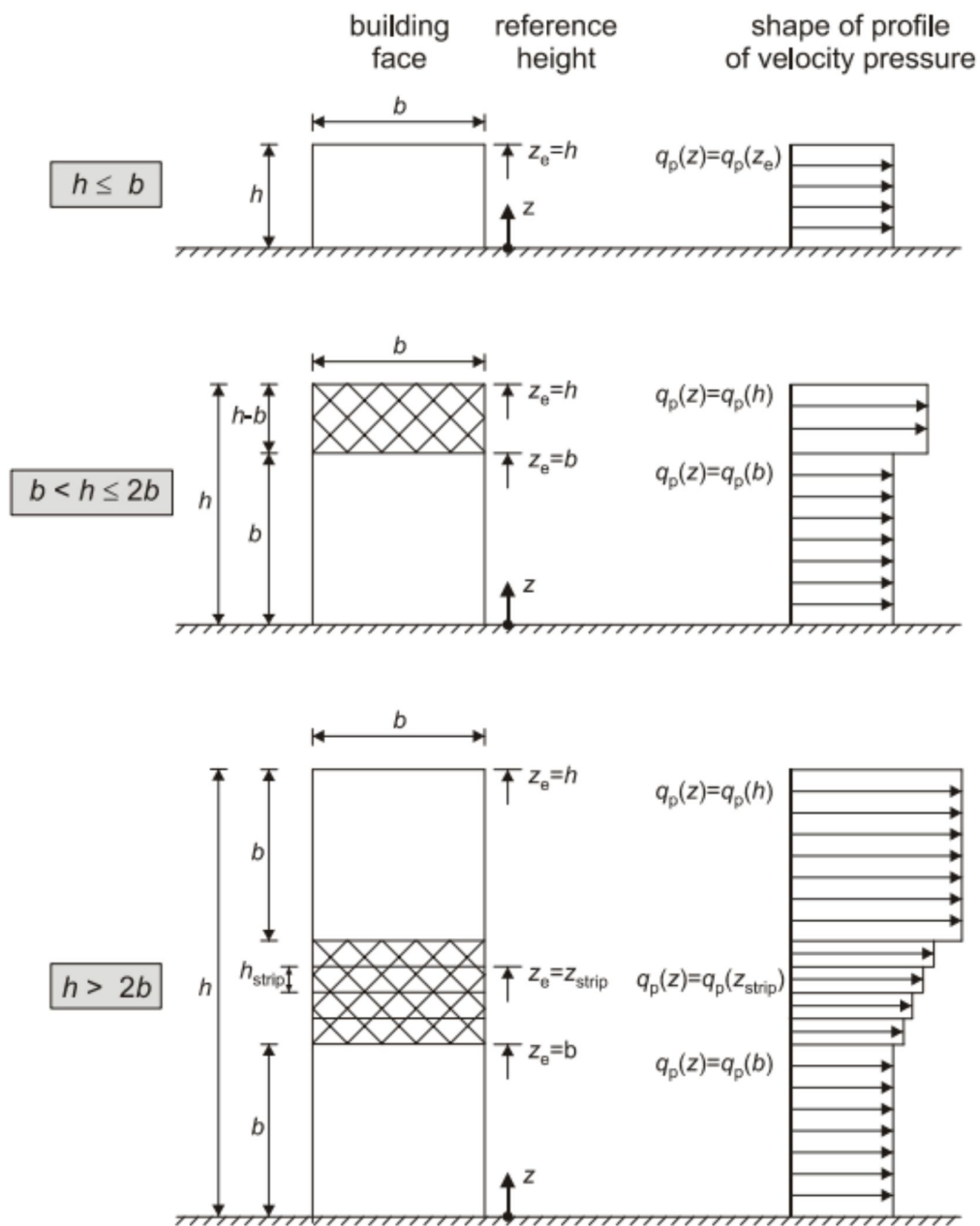


Fig.9.0 Skema e ngarkesës në lidhje me lartësinë dhe gjerësinë e sipërfaqes në të cilën vepron

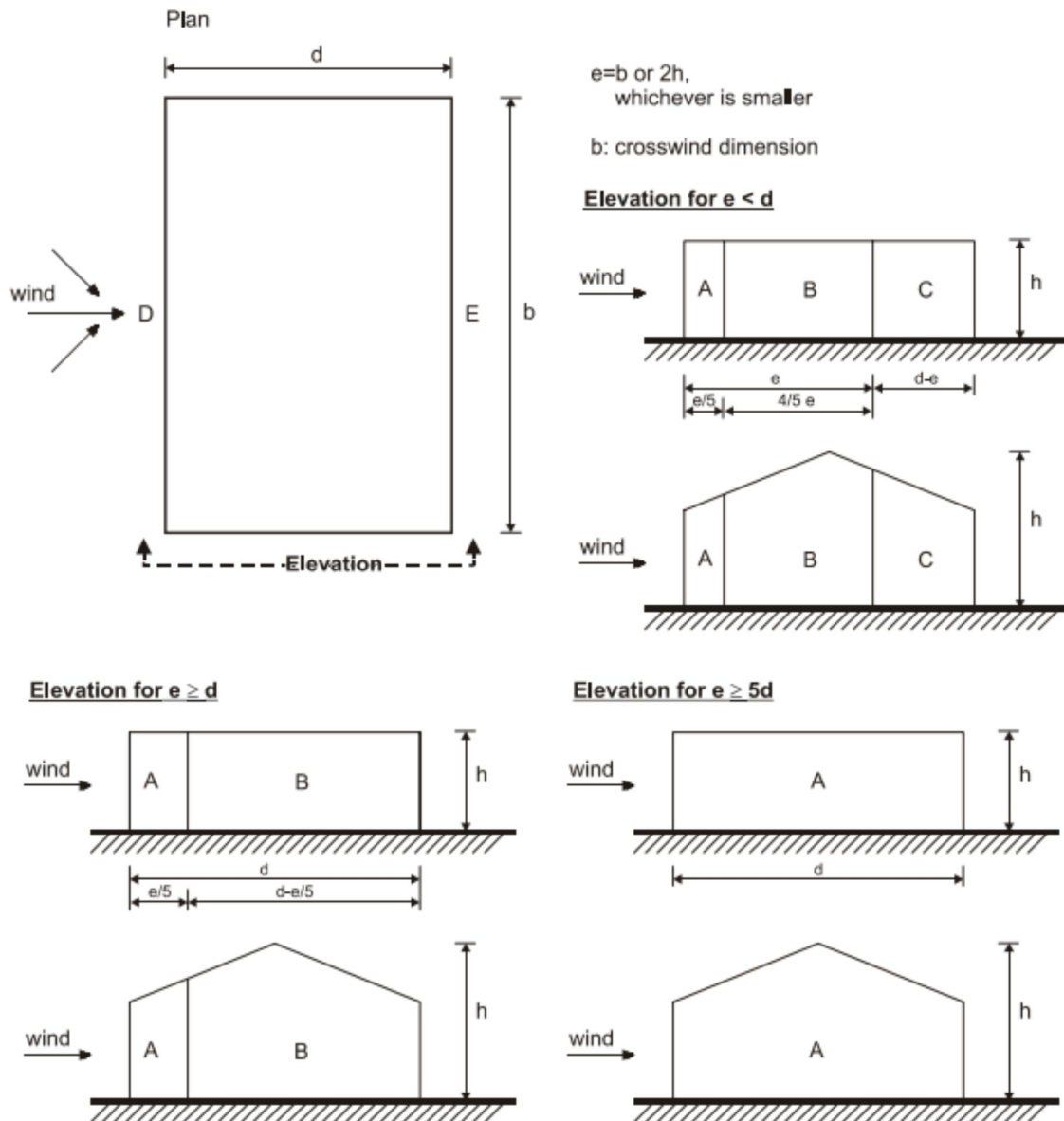


Fig.10.0 Zonat e ngarkesave të muret vertikale të objekteve me bazë drejtkëndëshe

Tabela 6.0. Koeficientët e presionit të jashtëm për mure vertikale drejtkëndore

| Zone | A | | B | | C | | D | | E | |
|-------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| 5 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,7 | |
| 1 | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,5 | |
| $\leq 0,25$ | -1,2 | -1,4 | -0,8 | -1,1 | -0,5 | | +0,7 | +1,0 | -0,3 | |

Veprimi i erës në kulm

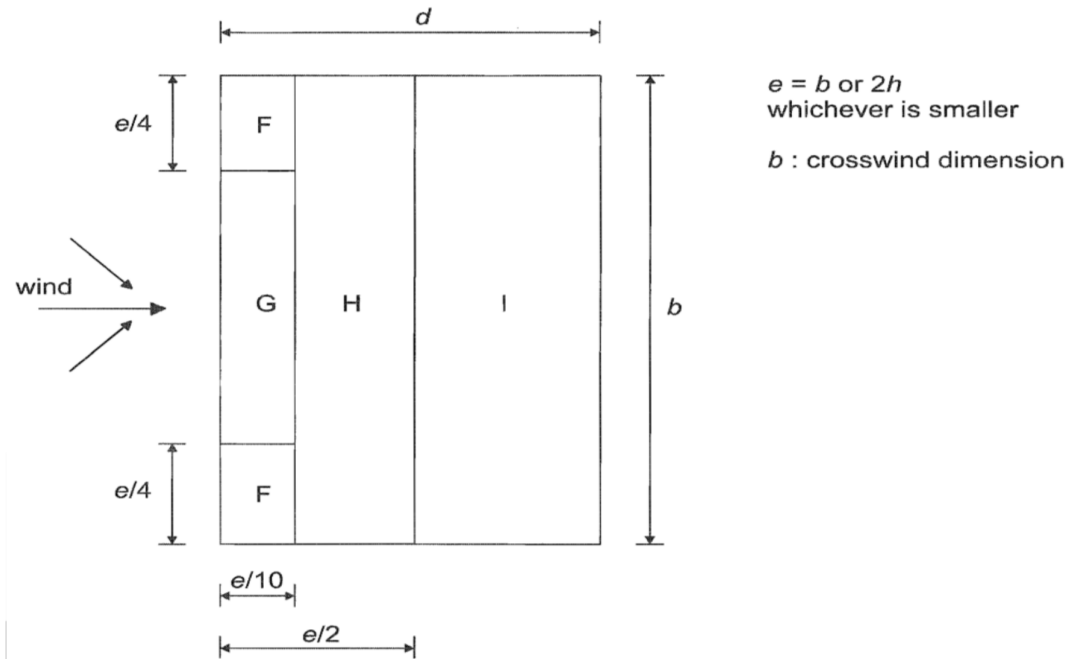


Fig.11.0 Zonat e ngarkesave në kulm të objekteve me bazë drejtkëndëshe

Intenziteti i turbulencës caktohet sipas shprehjes:

$$I_v(z) = \frac{1}{C_o(z) * \ln(z/z_o)} = \frac{1}{C_o(z) * \ln(z/z_o)}$$

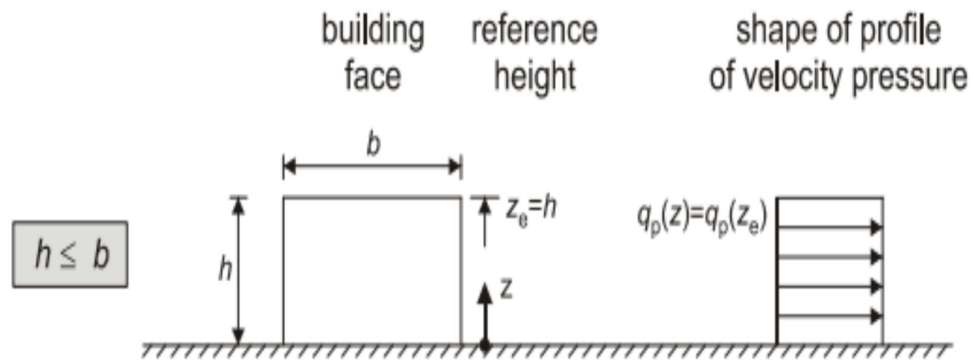


Fig.12.0 Raportet gjerësi-lartësi

$$C_r(Z) = k_r * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.19 * \ln\left(\frac{22}{0.05}\right) = 1.156$$

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b$$

$c_r(z)$ =faktori i vrazhdësisë

$c_{ro}(z)$ =faktori i orografise (zakonisht merret 1.0)

$$v_m(z) = 1.156 * 1.0 * 27.96 = 32.32 \text{ m/s}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{c_o(z) * \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{22}{0.05}\right)} = 0.164$$

$$q_b = \rho/2 \cdot v_b^2$$

$\rho=1.25 \text{ kg/m}^3$ dendësia e ajrit

Shpejtësia maksimale e erës $q_p(z)$:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{\rho_{2r}}{2} * v_m^2(z) = c_e(z) * v_b(z)$$

$$q_p(z) = (1 + 7 * 0.164) * \frac{1.25}{2} * 32.32^2 = 1402.35 \frac{N}{m^2} = 1.402 \text{ kN/m}^2$$

Veprimi në objekt:

Tabela 7.0

| Zona | $q_p(z)$ | Ce | we [kN/m ²] | Ci | wi [kN/m ²] |
|------|----------|------|-------------------------|------|-------------------------|
| A | 1.402 | -1.2 | -1.6824 | 0.75 | 1.261 |
| B | 1.402 | -0.8 | -1.12 | 0.75 | 0.840 |
| C | 1.402 | -0.5 | -0.701 | 0.75 | 0.525 |
| D | 1.402 | 0.77 | 1.0974 | 0.75 | 0.809 |
| E | 1.402 | -0.3 | -0.4206 | 0.75 | 0.3154 |

Veprimi i erës në kulm
Drejtimi i erës $\theta=0^\circ$ dhe $\theta=180^\circ$

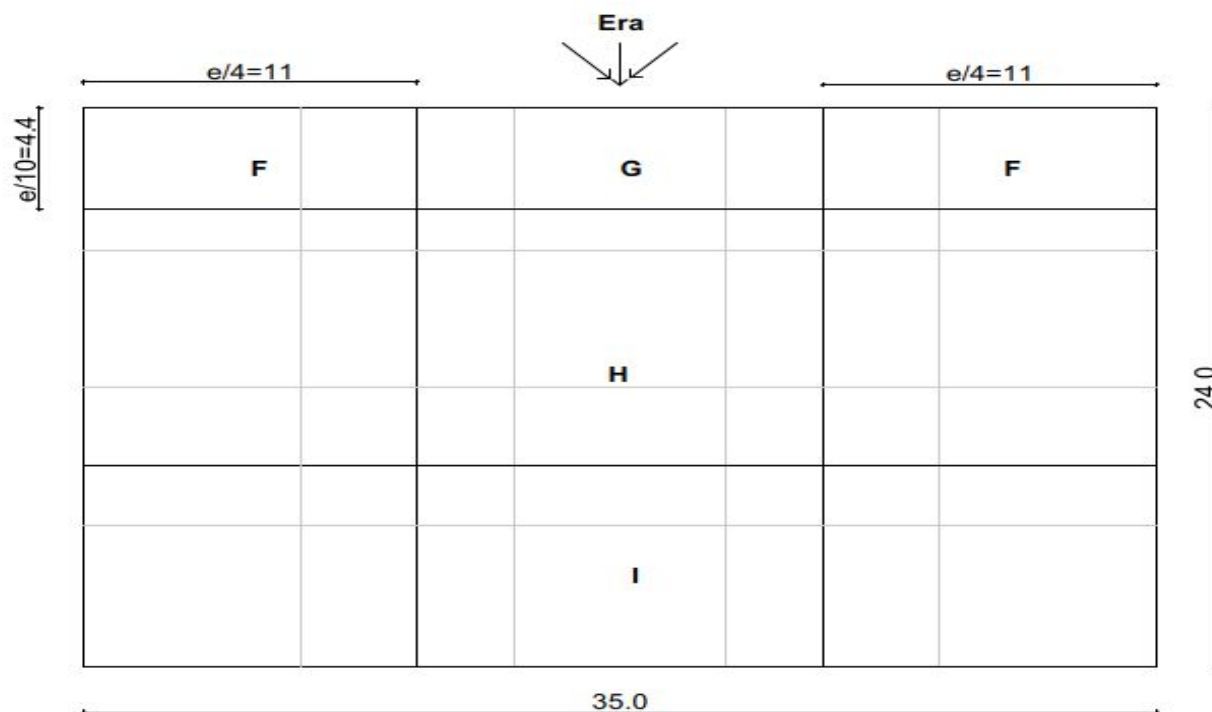


Fig.13.0 Zonat me intenzitet të erës në objekt

Tabela 8.0. Koeficientët e presionit të jashtëm për kulme të rrafshëta

| Forma e strehës | | Zonat | | | |
|-----------------|------------|--------|--------|--------|--------|
| | | F | G | H | I |
| | | cpe,10 | cpe,10 | cpe,10 | cpe,10 |
| Me parapet | hp/h=0.025 | -1.6 | -1.1 | -0.7 | ±0.2 |
| | hp/h=0.045 | -1.523 | -0.952 | -0.7 | ±0.2 |
| | hp/h=0.05 | -1.4 | -0.8 | -0.7 | ±0.2 |

Me anë të interpolimit gjejm koeficientet Cpe

Tabela 9.0

| Zona | qp(z) | Cpe | we± [kN/m2] |
|------|-------|--------|----------------|
| F | 1.402 | -1.523 | -2.135 |
| G | 1.402 | -0.952 | -1.334 |
| H | 1.402 | -0.7 | -0.9814 |
| I | 1.402 | -0.2 | -0.2804 |

Ngarkesat e erës-zonat në ramën të rthor

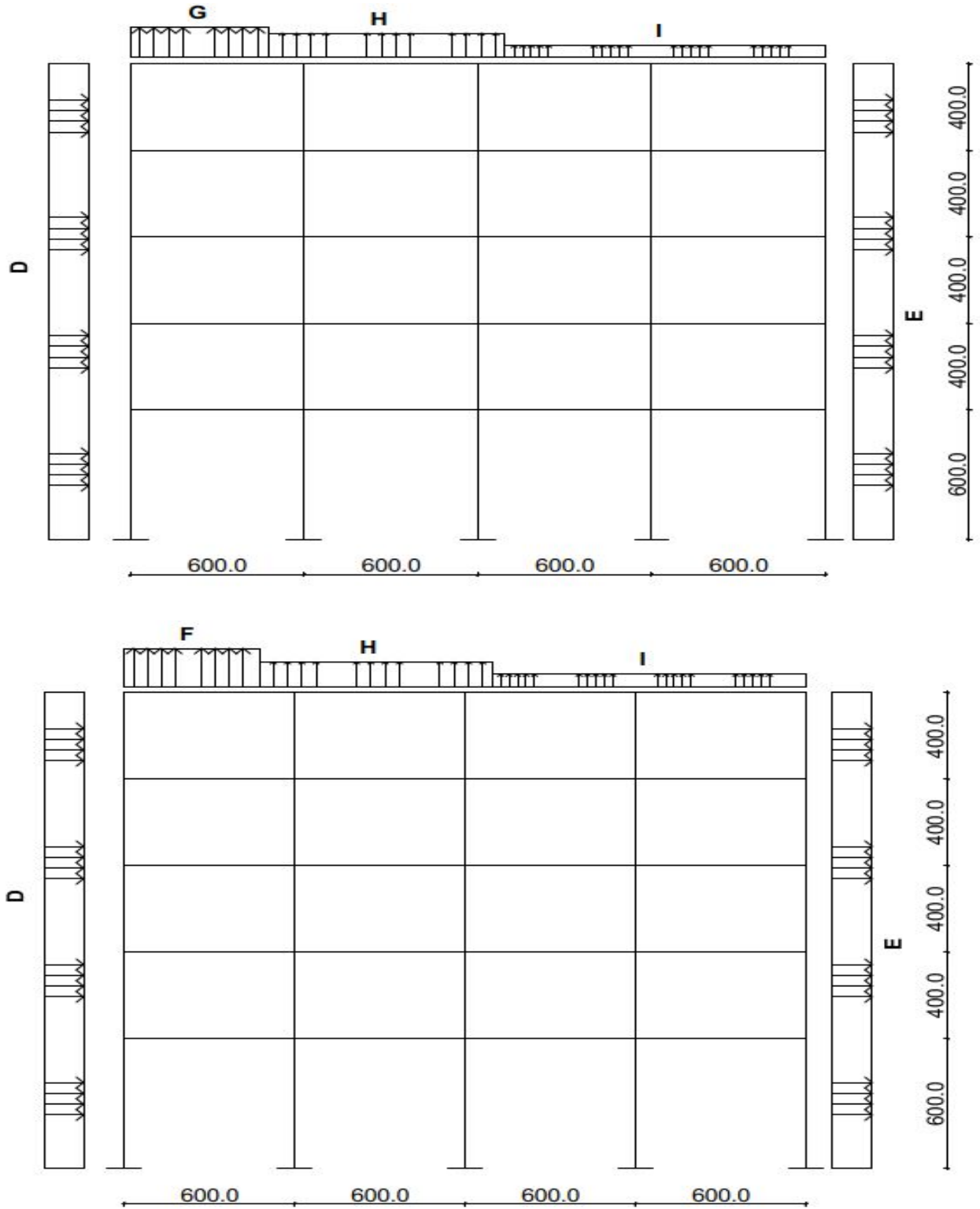


Fig.14.0 Ngarkesa e erës

6.0 LLOGARITJA E STRUKTURËS

Llogaria statike është punuar me ndihmën e programit “Tower 7.0”, e bazuar në metodën e elementeve të fundme, ku konstruksioni është shqyrtuar si konstruksion hapësinor. Në modelin matematik të strukturës janë futur të gjitha përmasat e elementeve përbërëse të strukturës si ato horizontale dhe vertikale, ngarkesat me vlerë të intensiteteve përkatëse dhe është bërë llogaritja e strukturës ku janë fituar edhe rezultatet dalëse në bazë të cilave janë bërë edhe armimi i prerjeve tërthore të elementeve të strukturës.

Efektet inerciale të veprimit sizmik janë bërë duke marrë parasysh pranimin e masave që u përgjigjen të gjitha ngarkesave peshë që caktohen sipas shprehjes (3.16). dhe tabelës A.1.1 të EN 1990-2002. Numri i formave të lëkundjeve është përvetësuar deri në atë masë që të plotësohet kushti që participimi i masës në format e lëkundjeve të jetë ma e madhe se sa 90%.

Rëndësia e objekti është përvetësuar e kategorisë së III-të.

Supozohet klasa “M” e sjelljes: DCM (medium ductility).

Faktori i sjelljes është përvetësuar në funksion të tipit të strukturës në fjalë sipas shprehjes (5.1 Ec-8) dhe tabelës për vlera bazë të faktorit të sjelljes për sisteme të rregullta në lartësi (Tab.5.1 Ec-8).

Kategoria e truallit: B

Kategoria e rëndësisë: III-të ($\gamma=1.2$)

Nxitimi i truallit: $ag/g=0.22$

Faktori i sjelljes: q

$$q = q_0 \cdot k_w$$

q_0 - vlera bazë e faktorit të sjelljes që varet nga tipi i sistemit strukturor dhe rregullsia në lartësi (pika 2)

k_w - faktor që merr parasysh mënyren kryesore zotëruese të shkatrrimit në sistemin strukturor me mure shih piken 11.

Për ndërtesat e rregullta në lartësi sipas pikës 4.2.3.2 për tipe të ndryshme strukturore vlera bazë e faktorit të sjelljes q_0 jepet në tabelen 11-1.1 EC8

Tab.8.0

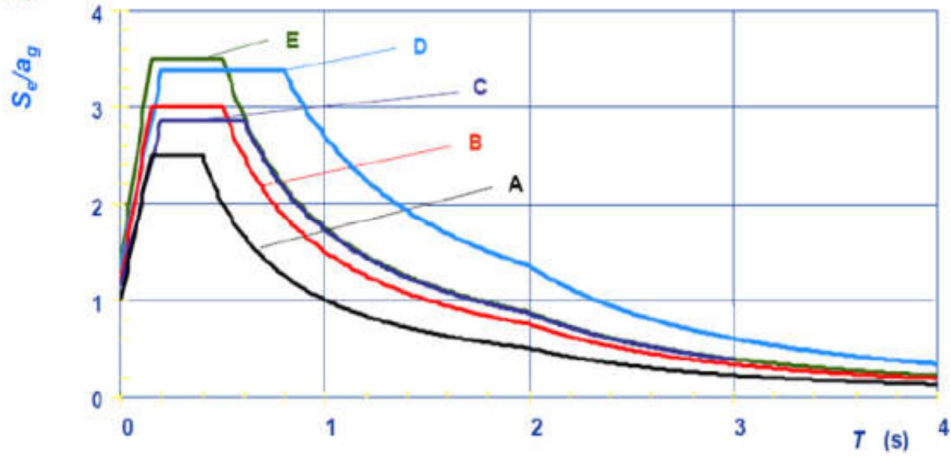
| TIPI STRUKTUROR | DCM | DCH |
|--|---|---------------------------|
| Sistem rame, sistem dual, sistem me mure të qiftezuar | $3.0 \alpha_u / \alpha_1$ | $4.5 \alpha_u / \alpha_1$ |
| Sistem me mure | 3.0 | $4.0 \alpha_u / \alpha_1$ |
| Sistem me fleksibilitet përdredhes (i perkulshëm nga përdredhja) | 2.0 | 3.0 |
| Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur | 1.5 | 2.0 |

Rama shumkatëshe me shumë hapësira ose struktura duale me rama ekuivalente $\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$

$k_w=1.0$ për sisteme me rama duale dhe rama ekuivalente

$$q = q_0 \cdot 1.0 = q_0 = 3.0 \cdot 1.3 \cdot 1.0 = 3.90$$

Elastični spektrar odgovora
 Tip 1 ($M_s > 5,5$)



| Ground type | S | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) |
|-------------|------|-----------|-----------|-----------|
| A | 1,0 | 0,15 | 0,4 | 2,0 |
| B | 1,2 | 0,15 | 0,5 | 2,0 |
| C | 1,15 | 0,20 | 0,6 | 2,0 |
| D | 1,35 | 0,20 | 0,8 | 2,0 |
| E | 1,4 | 0,15 | 0,5 | 2,0 |

Tab.14.0 Kategorija e truallit dhe parametrat e spektrit të përvetësuar

Aplikimi sizmik në strukturë është bërë sipas kombinimit:

Sizmika X ($k_x:k_y=1:0.3$):

Sizmika Y ($k_x:k_y=0.3:1$).

Kombinimi i ngarkesave vertikale si pesha vetjake, shfrytëzuese dhe ato horizontale sizmike janë kombinuar sipas normave në fuqi Eurokodeve.

6.1 MODEL MATEMATIKOR

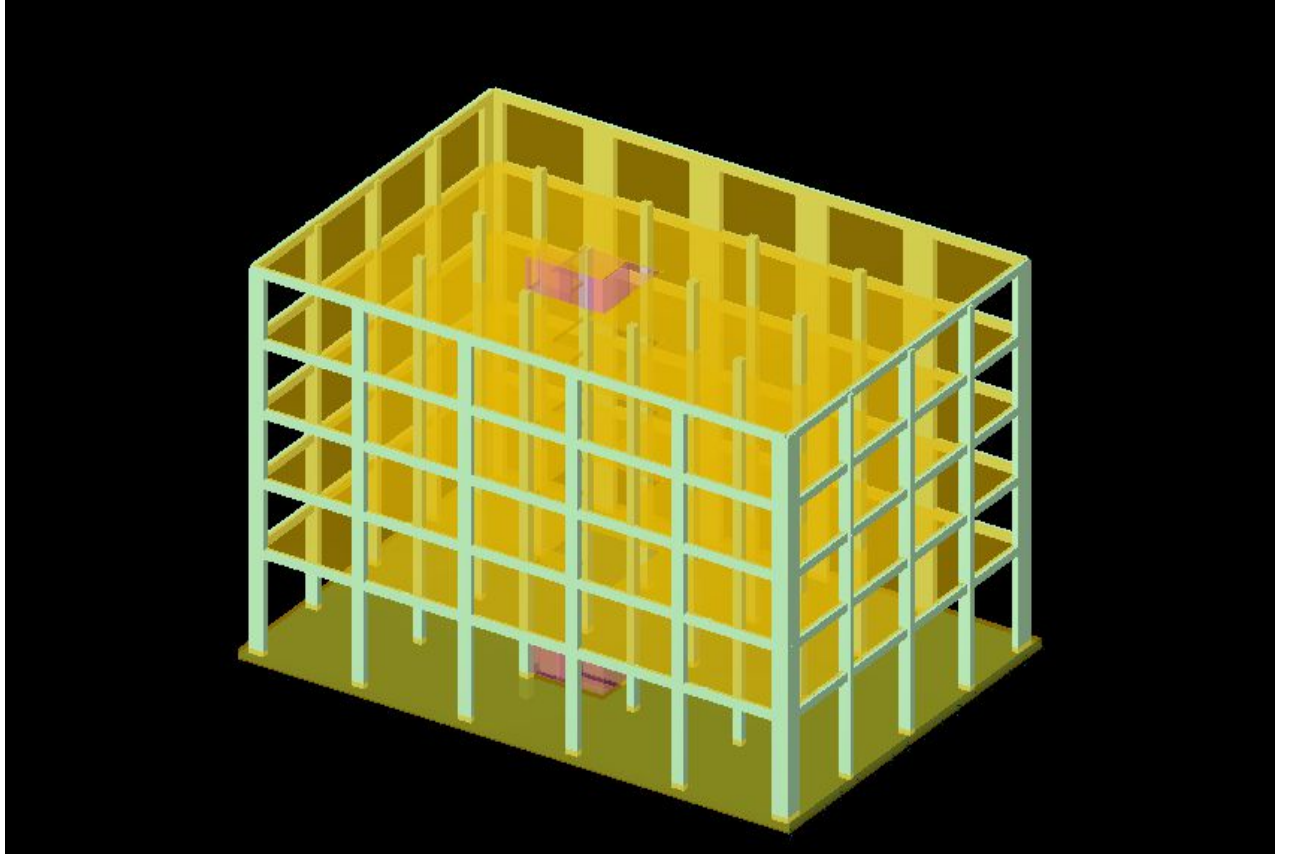


Fig.15.0 Modeli matematikor

6.2 Ngarkesa kryesore - EC 2 (EN 1992-1-1:2004)

Rasti i ngarkimit

- I Ngarkesa e perhereshme (g) - <Përhereshme>(long-term)
- II Ngarkesa shfrytëzuese ne perdhese - <Shfrytëzuese - B>(short-term)
- III Ngarkesa shfrytëzuese ne kate - <Shfrytëzuese - B>(short-term)
- IV Ngarkesa nga bora - <Bora - ≤ 1000 m>(short-term)
- V Era sx-x djathtas - <Era>(short-term)
- VI Era sx-x majtas - <Era>(short-term)
- VII Era sy-y djathtas - <Era>(short-term)
- VIII Era sy-y majtas - <Era>(short-term)
- IX sx - <Sizmik> (+/-)
- X sy - <Sizmik> (+/-)

Mos kombino me

- IV -> IX, X
- V -> VI, VII, VIII, IX, X
- VI -> V, VII, VIII, IX, X
- VII -> V, VI, VIII, IX, X
- VIII -> V, VI, VII, IX, X
- IX -> IV, V, VI, VII, VIII, X
- X -> IV, V, VI, VII, VIII, IX

Faktorët pjesorë për materialet

[SP] I qëndrueshëm & Kalimtar: $\gamma_C = 1.50$, $\gamma_S = 1.15$

[SE] Seizmike kombinacije: $\gamma_C = 1.50$, $\gamma_S = 1.15$

Opsione të avancuara për analizën sizmike:

Shuarja e lëkundjeve në drejtimin Z

Faktorët e ngarkesave për llogaritje të masave

| No | Emri | Faktori |
|----|-----------------------------------|---------|
| 1 | Ngarkesa e perhereshme (g) | 1.00 |
| 2 | Ngarkesa shfrytëzuese ne perdhese | 0.60 |
| 3 | Ngarkesa shfrytëzuese ne kate | 0.60 |
| 4 | Ngarkesa nga bora | 0.30 |

| | | |
|---|-------------------|------|
| 5 | Era sx-x djathtas | 0.00 |
| 6 | Era sx-x majtas | 0.00 |
| 7 | Era sy-y djathtas | 0.00 |
| 8 | Era sy-y majtas | 0.00 |

Shpërndarja e masës sipas niveleve

| Niveli | Z [m] | X [m] | Y [m] | Masa [T] | T/m ² |
|--------------------|-------|-------|-------|----------|------------------|
| Pllaka e liftit | 25.20 | 16.81 | 7.07 | 13.56 | 1.34 |
| Pllaka e kulmit | 23.20 | 17.52 | 12.12 | 1204.36 | 1.48 |
| Pushimorja V | 21.20 | 16.34 | 8.35 | 24.51 | |
| Pllaka e katit IV | 19.20 | 17.52 | 12.22 | 1131.16 | 1.39 |
| Pushimorja IV | 17.20 | 16.34 | 8.35 | 24.51 | |
| Pllaka e katit III | 15.20 | 17.52 | 12.22 | 1131.16 | 1.39 |
| Pushimorja III | 13.20 | 16.35 | 8.35 | 24.51 | |
| Pllaka e katit II | 11.20 | 17.52 | 12.22 | 1131.16 | 1.39 |
| Pushimorja II | 9.20 | 16.34 | 8.35 | 24.51 | |
| Pllaka e katit I | 7.20 | 17.51 | 12.25 | 1169.18 | 1.44 |
| Pushimorja I | 4.20 | 16.31 | 8.33 | 37.19 | |
| Themeli | 1.20 | 17.50 | 12.10 | 2016.71 | 2.24 |
| Themeli i liftit | 0.00 | 16.75 | 7.09 | 37.00 | 1.80 |
| Total: | 11.59 | 17.49 | 12.08 | 7969.51 | |

Pozicioni i qendrave të rigjidityetit (e përafërt)

| Niveli | Z [m] | X [m] | Y [m] |
|--------|-------|-------|-------|
|--------|-------|-------|-------|

| | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|
| Pllaka e liftit | 25.20 | 17.33 | 6.47 |
| Pllaka e kulmit | 23.20 | 17.51 | 10.02 |
| Pushimorja V | 21.20 | 17.52 | 11.52 |
| Pllaka e katit IV | 19.20 | 17.51 | 11.52 |
| Pushimorja IV | 17.20 | 17.52 | 11.52 |
| Pllaka e katit III | 15.20 | 17.51 | 11.52 |
| Pushimorja III | 13.20 | 17.52 | 11.52 |

| | | | |
|-------------------|-------|-------|-------|
| Pllaka e katit II | 11.20 | 17.51 | 11.52 |
| Pushimorja II | 9.20 | 17.52 | 11.52 |
| Pllaka e katit I | 7.20 | 17.51 | 11.52 |
| Pushimorja I | 4.20 | 17.43 | 11.52 |
| Themeli | 1.20 | 17.50 | 10.02 |
| Themeli i liftit | 0.00 | 17.29 | 6.47 |

Jashtëqendërsia për nivelet. (e përafërt)

| Niveli | Z [m] | eox [m] | eoy [m] |
|--------|-------|---------|---------|
|--------|-------|---------|---------|

| | | | |
|--------------------|-------|------|------|
| Pllaka e liftit | 25.20 | 0.52 | 0.61 |
| Pllaka e kulmit | 23.20 | 0.00 | 2.10 |
| Pushimorja V | 21.20 | 1.17 | 3.17 |
| Pllaka e katit IV | 19.20 | 0.01 | 0.71 |
| Pushimorja IV | 17.20 | 1.17 | 3.17 |
| Pllaka e katit III | 15.20 | 0.01 | 0.71 |
| Pushimorja III | 13.20 | 1.17 | 3.17 |

| | | | |
|-------------------|-------|------|------|
| Pllaka e katit II | 11.20 | 0.01 | 0.71 |
| Pushimorja II | 9.20 | 1.17 | 3.17 |
| Pllaka e katit I | 7.20 | 0.01 | 0.73 |
| Pushimorja I | 4.20 | 1.12 | 3.19 |
| Themeli | 1.20 | 0.00 | 2.08 |
| Themeli i liftit | 0.00 | 0.54 | 0.62 |

Frekuenca natyrore e strukturës

| No | T [s] | f [Hz] |
|----|--------|---------|
| 1 | 1.3230 | 0.7558 |
| 2 | 0.9807 | 1.0197 |
| 3 | 0.9476 | 1.0553 |
| 4 | 0.2874 | 3.4791 |
| 5 | 0.2489 | 4.0175 |
| 6 | 0.1739 | 5.7511 |
| 7 | 0.1272 | 7.8646 |
| 8 | 0.1109 | 9.0199 |
| 9 | 0.0834 | 11.9950 |
| 10 | 0.0813 | 12.3012 |
| 11 | 0.0747 | 13.3948 |
| 12 | 0.0721 | 13.8665 |
| 13 | 0.0665 | 15.0286 |
| 14 | 0.0633 | 15.8008 |
| 15 | 0.0608 | 16.4340 |

6.3 Analiza sizmike

Analiza sizmike: EC8 (EN 1998)

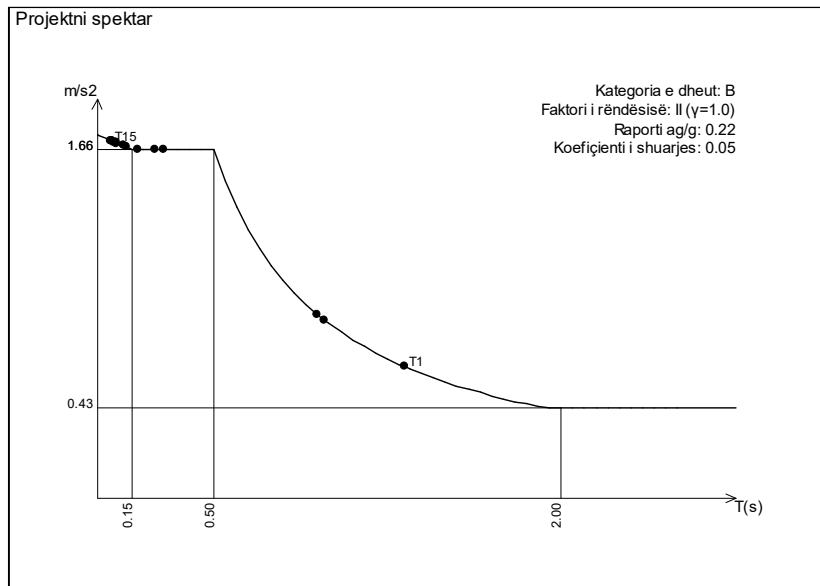
Kategoria e dheut: B
 Faktori i rëndësisë: II ($\gamma=1.0$)
 Raporti ag/g: 0.22
 Koefficienti i shuarjes: 0.05

Faktorët e drejtimeve të tërmetit:

| Rast ngarkimi | Këndi α [°] | k, α | k, $\alpha+90^\circ$ | kz | Faktori i sjelljes |
|---------------|--------------------|-------------|----------------------|-------|--------------------|
| sx | 0 | 1.000 | 0.300 | 0.000 | 3.900* |
| sy | 0 | 0.300 | 1.000 | 0.000 | 3.900* |

Lloji i spektrit

| Rast ngarkimi | S | Tb | Tc | Td |
|---------------|-------|-------|-------|-------|
| sx | 1.200 | 0.150 | 0.500 | 2.000 |
| sy | 1.200 | 0.150 | 0.500 | 2.000 |



sx

Strukturë e rregullt sipas lartësisë, Sistem tip ramë, sistem dual, sistem me mure çift (Sistemet

tip ramë ose tip ramë-ekuivalente - ramat shumëkatëshe, me shumë ndarje -

$\alpha u/\alpha 1=1.3$), klasa e

duktilitetit DC'M':

$q_0=3\alpha u/\alpha 1=3.90$

Sistemet duale me rama ose ramë-ekuivalente: $\alpha_0=1.00$, $k_w=1.00$.

Faktori i sjelljes: $q=q_0 \cdot k_w=3.90$

sy

Strukturë e rregullt sipas lartësisë, Sistem tip ramë, sistem dual, sistem me mure çift (Sistemet

tip ramë ose tip ramë-ekuivalente - ramat shumëkatëshe, me shumë ndarje -

$\alpha u/\alpha 1=1.3$), klasa e

duktilitetit DC'M':

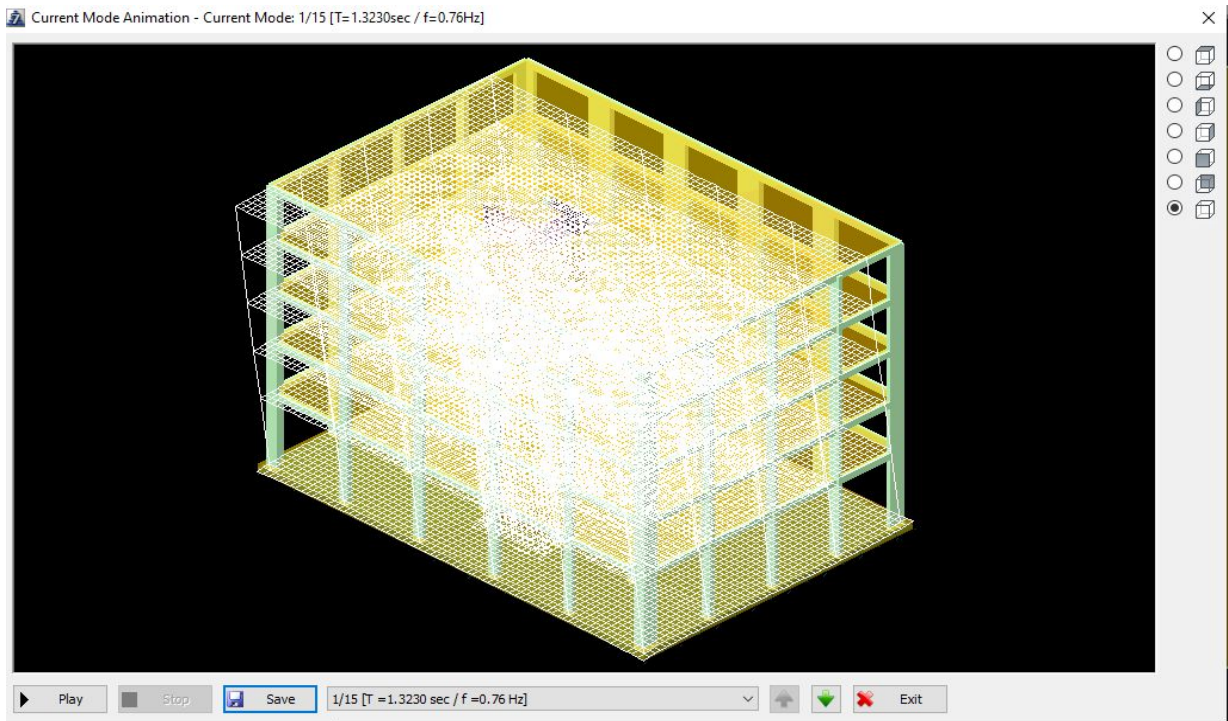
$q_0=3\alpha u/\alpha 1=3.90$

Sistemet duale me rama ose ramë-ekuivalente: $\alpha_0=1.00$, $k_w=1.00$.

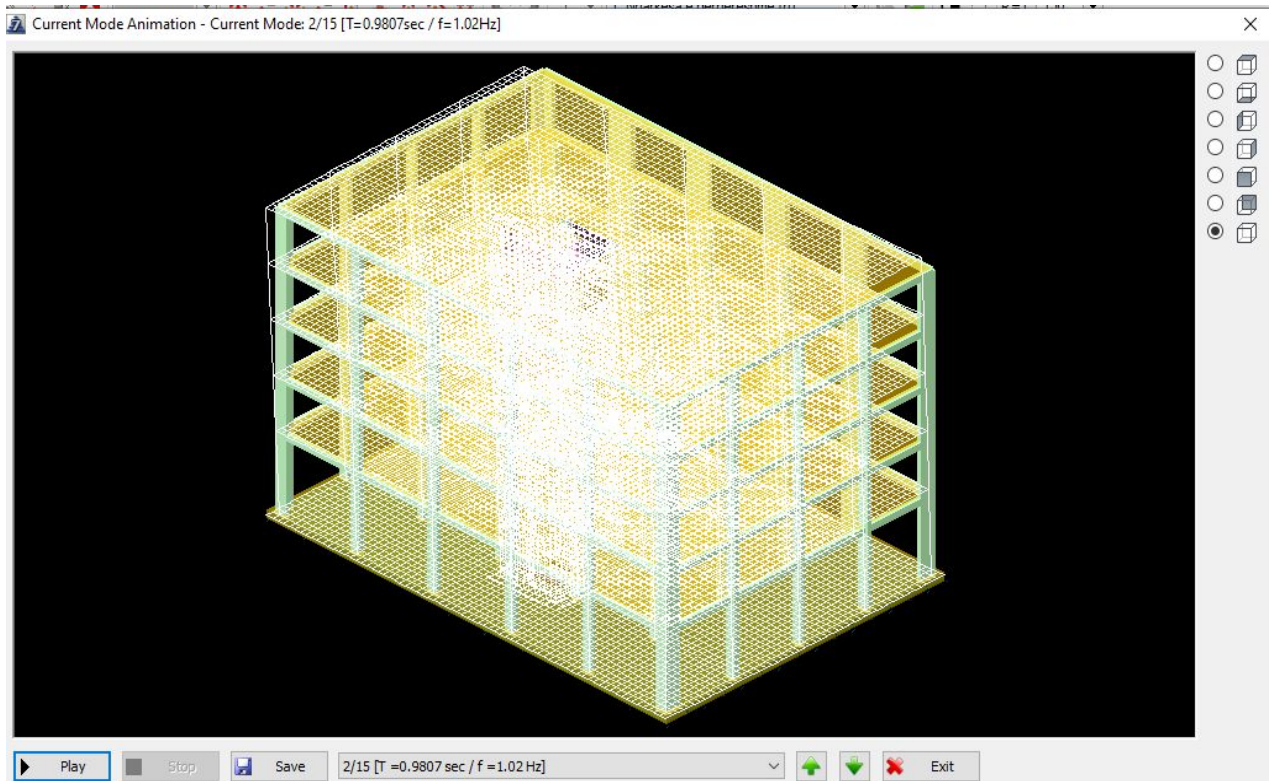
Faktori i sjelljes: $q=q_0 \cdot k_w=3.90$

6.4 Format e lëkundjeve

Forma e I-rë



Forma e II-të



Forma e III-të

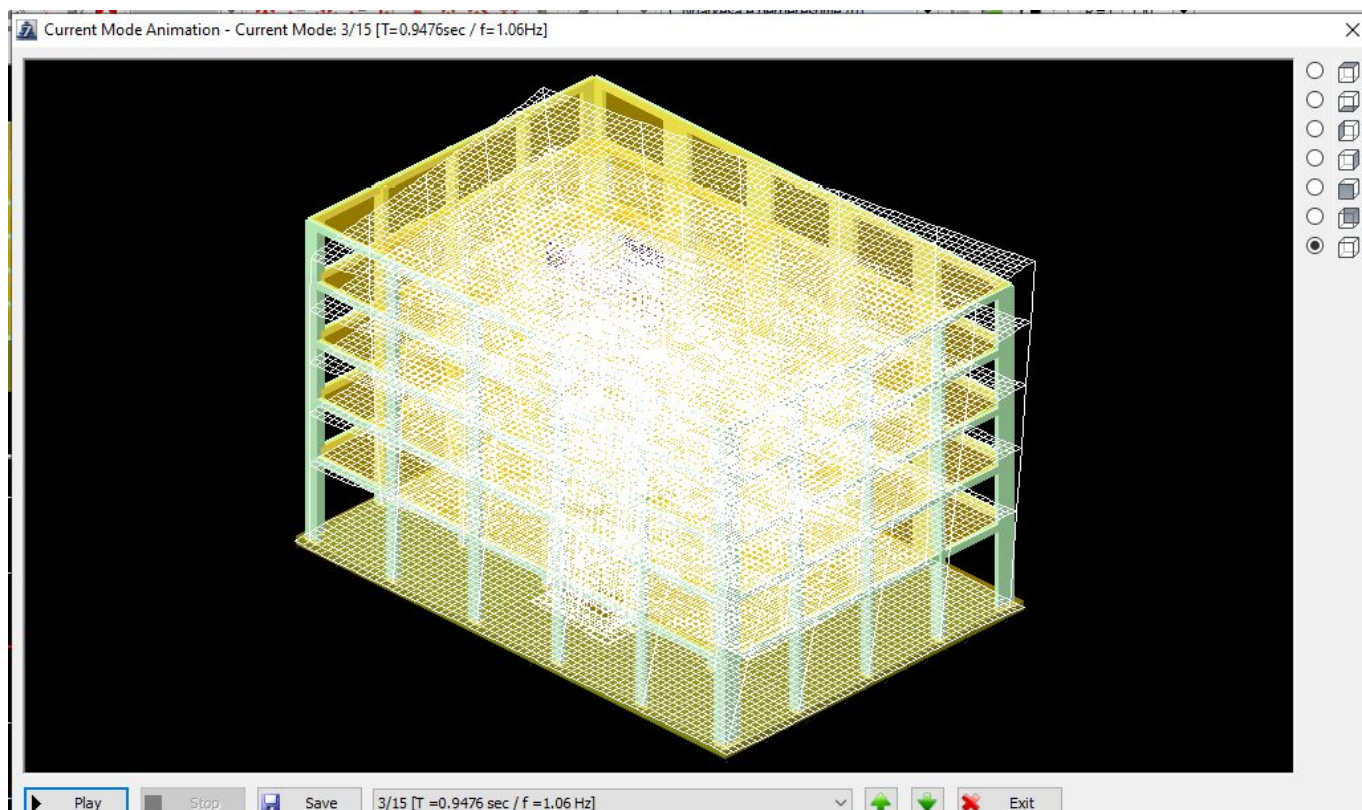


Fig.15.0 *Format e lëkundjeve*

7. Dimensionimi i pllakës POS 102-105

Pllaka e meskatit, pllaka e katit karakteristik [11.20]m'

$h=24\text{cm}$, C25/30, S500N

$L_x=7.0\text{m}$ $L_y=6.0\text{m}$ $h_1=6.0\text{m}$ $h_2=4.0\text{m}$

$0.75 \leq L_y/L_x \leq 1.33$

$0.75 \leq 0.85 \leq 1.33$

$d=l/30=23.33\text{cm}$

pervetsohet pllaka $h_f=24\text{cm}$

7.1 Logaritja e ndikimeve drejtimi gjatesor zona e siperme

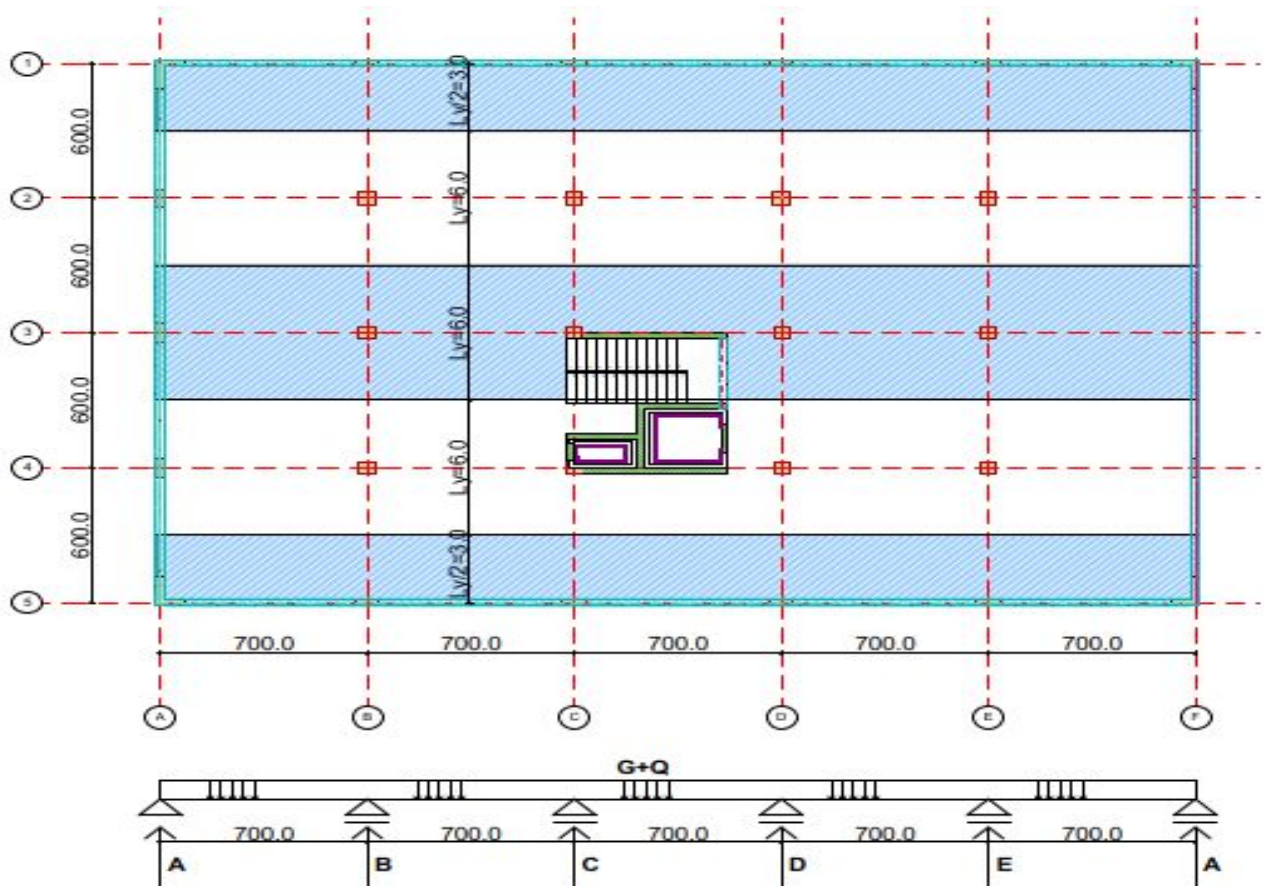
Drejtimi L_x

$G=7.295 \text{ KN/m}^2$

$Q=6.0 \text{ KN/m}^2$

$g^*=g \cdot L_y=7.295 \cdot 6=43.77 \text{ KN/m}'$

$q^*=g \cdot L_y=6 \cdot 6=36.0 \text{ KN/m}'$



Reaksionet $C \approx D \approx E \approx 1.0 * q * L$

$$G = 1.0 * g * L = 1.0 * 7.295 * 6 * 7 = 306.39 \text{ KN}$$

$$Q = 1.0 * q * L = 1.0 * 6 * 6 * 7 = 252 \text{ KN}$$

7.2 Logaritja e ndikimeve drejtimi terthor

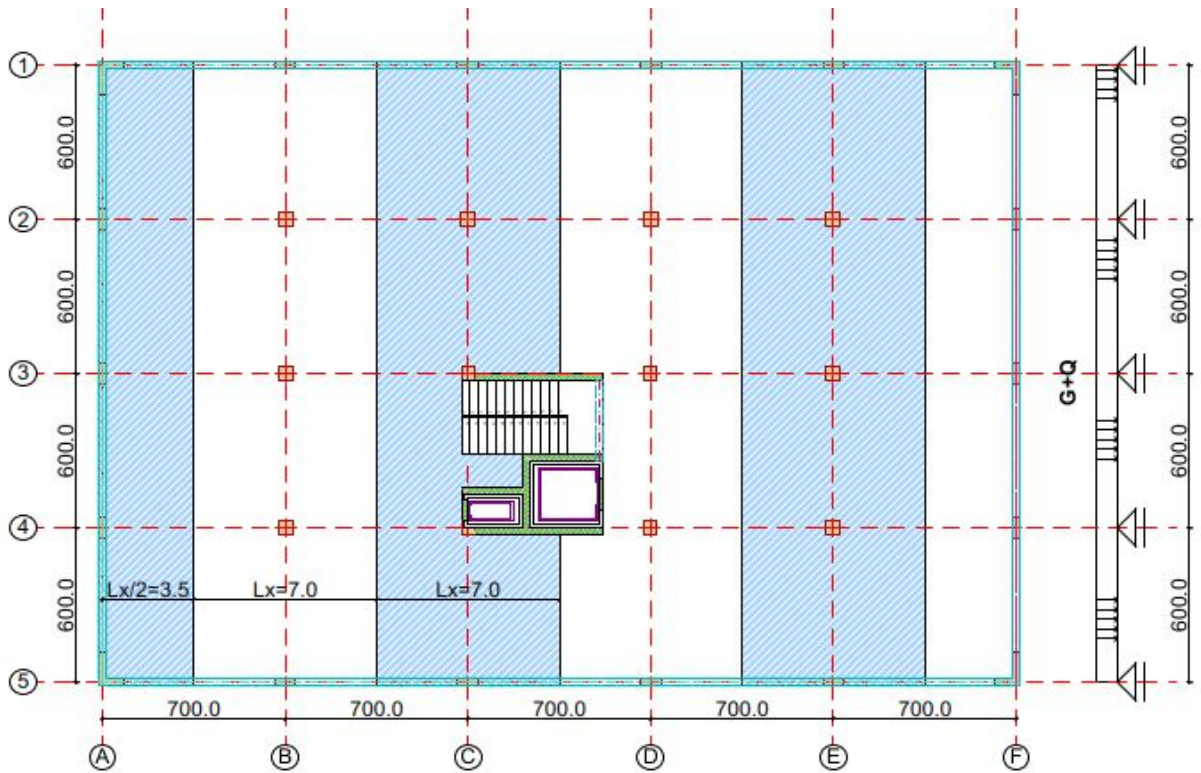
Drejtimi Ly

$$G = 7.295 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 6.0 \text{ KN/m}^2$$

$$g^* = g * Ly = 7.295 * 7 = 51.06 \text{ KN/m}$$

$$q^* = q * Ly = 6 * 6 = 42 \text{ KN/m}$$



Reaksionet

$$B_G = 1.143 * g * L = 1.143 * 7.295 * 6 * 7 = 350.20 \text{ KN}$$

$$B_Q = 1.143 * q * L = 1.143 * 6 * 6 * 7 = 288.03 \text{ KN}$$

$$A_G = 0.393 * g * L = 0.393 * 7.295 * 6 * 7 = 120.41 \text{ KN}$$

$$A_Q = 0.393 * q * L = 0.393 * 6 * 6 * 7 = 99.036 \text{ KN}$$

Drejtimi x-x ,Mx

$$q_{Ed,x} = 1.35 * G + 1.5 * Q = (1.35 * g + 1.5 * q) * L_y$$

$$q_{Ed,x} = (1.35 * 7.295 + 1.5 * 6) * 6 = 113.0895 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{12} = \frac{113 * 7^2}{12} = 461.76 \text{ KNm/m}$$

$$\bar{M}_{sd} = \frac{M_{sd}}{L_y} = \frac{461.76}{6} = 76.96 \text{ KNm/m}$$

Drejtimi y-y ,My

$$q_{Ed,y}=1.35*G+1.5*Q=(1.35*g+1.5*q)*L_x$$

$$q_{Ed,y}=(1.35*7.295+1.5*6)*7=131.93 \text{ KN/m'}$$

$$M_{sd}=\frac{q*l^2}{12}=\frac{131.93*6^2}{10}=474.94 \text{ KNm/m'}$$

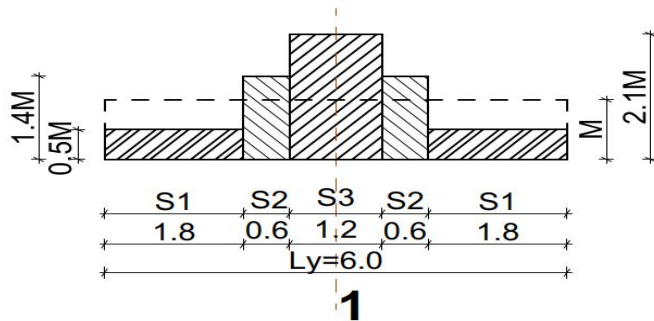
$$\bar{M}_{sd}=\frac{M_{sd}}{L_x}=\frac{474.94}{7}=67.84 \text{ KNm/m'}$$

7.3 Ndikimet-Momentet përkulëse drejtimi x-x të pllakës së katit karakteristik

Drejtimi x-x ,Mx

$$M_{sd,mb.}=-76.96 \text{ kNm,}$$

Shpërndarja e momenteve negative në shirit.



Mbi mbështetës

Shiriti S1 $M_{s1} = -0.5 * M = -0.5 * 76.96 = -38.48 \text{ KNm/m}$

Shiriti S2 $M_{s2} = -1.4 * M = -1.4 * 76.96 = -107.74 \text{ KNm/m}$

Shiriti S3 $M_{s3} = -2.1 * M = -2.1 * 76.96 = -161.61 \text{ KNm/m}$



Dimensionimi

Mbeshtetesi B S3

$$Msd = -161.61 \text{ KNm/m} \quad d = h - d1 = 24 - 3.9 = 20.1 \text{ cm}$$

$$kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Msd}{b \cdot \alpha \cdot fcd}}} = \frac{20.1}{\sqrt{\frac{161.61}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 2.061 \quad kz = 0.859$$

$$As = \frac{Msd}{kz \cdot d \cdot fyd} = \frac{161.61 \cdot 100}{0.859 \cdot 20.1 \cdot 43.47} = 21.53 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø16/9

$$As^l = \frac{As \cdot l}{sl} \cdot b = \frac{2.01 \cdot 100}{9} = 22.33 \text{ cm}^2$$

Mbeshtetesi B S2

$$Msd = -107.74 \text{ KNm/m} \quad d = h - d1 = 24 - 3.9 = 20.1 \text{ cm}$$

$$kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Msd}{b \cdot \alpha \cdot fcd}}} = \frac{20.1}{\sqrt{\frac{107.74}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 2.525 \quad kz = 0.912$$

$$As = \frac{Msd}{kz \cdot d \cdot fyd} = \frac{107.74 \cdot 100}{0.912 \cdot 20.1 \cdot 43.47} = 13.36 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø16/15

$$A_s^l = \frac{A_{sl} * b}{s_l} = \frac{2.01 * 100}{15} = 13.4 \text{ cm}^2$$

Mbeshtetesi B S1

$$M_{sd} = -38.48 \text{ KNm/m} \quad d = h - d_1 = 24 - 3.9 = 20.1 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b * \alpha * f_{cd}}}} = \frac{20.1}{\sqrt{\frac{38.48}{100 * 0.85 * 2.0}}} = 4.231 \quad k_z = 0.946$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z * d * f_{yd}} = \frac{38.48 * 100}{0.946 * 20.1 * 43.47} = 4.65 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø10/15

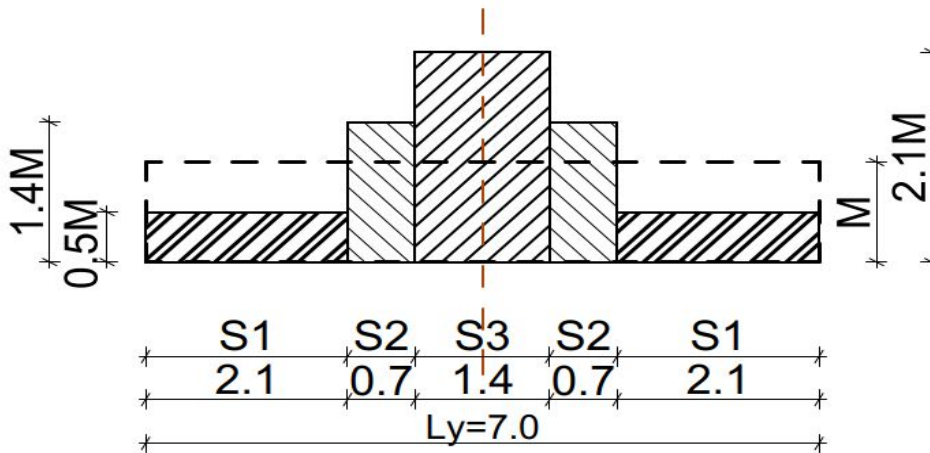
$$A_s^l = \frac{A_{sl} * b}{s_l} = \frac{0.79 * 100}{15} = 5.26 \text{ cm}^2$$

7.4 Ndikimet-Momentet për kulë drejtimi y-y të pllakës së katit karakteristik

Drejtimi y-y , My

$$M_{sd, mb.} = -67.84 \text{ kNm,}$$

Shpërndarja e momenteve negative në shirit.



Mbi mbeshtetesi

Shiriti S1

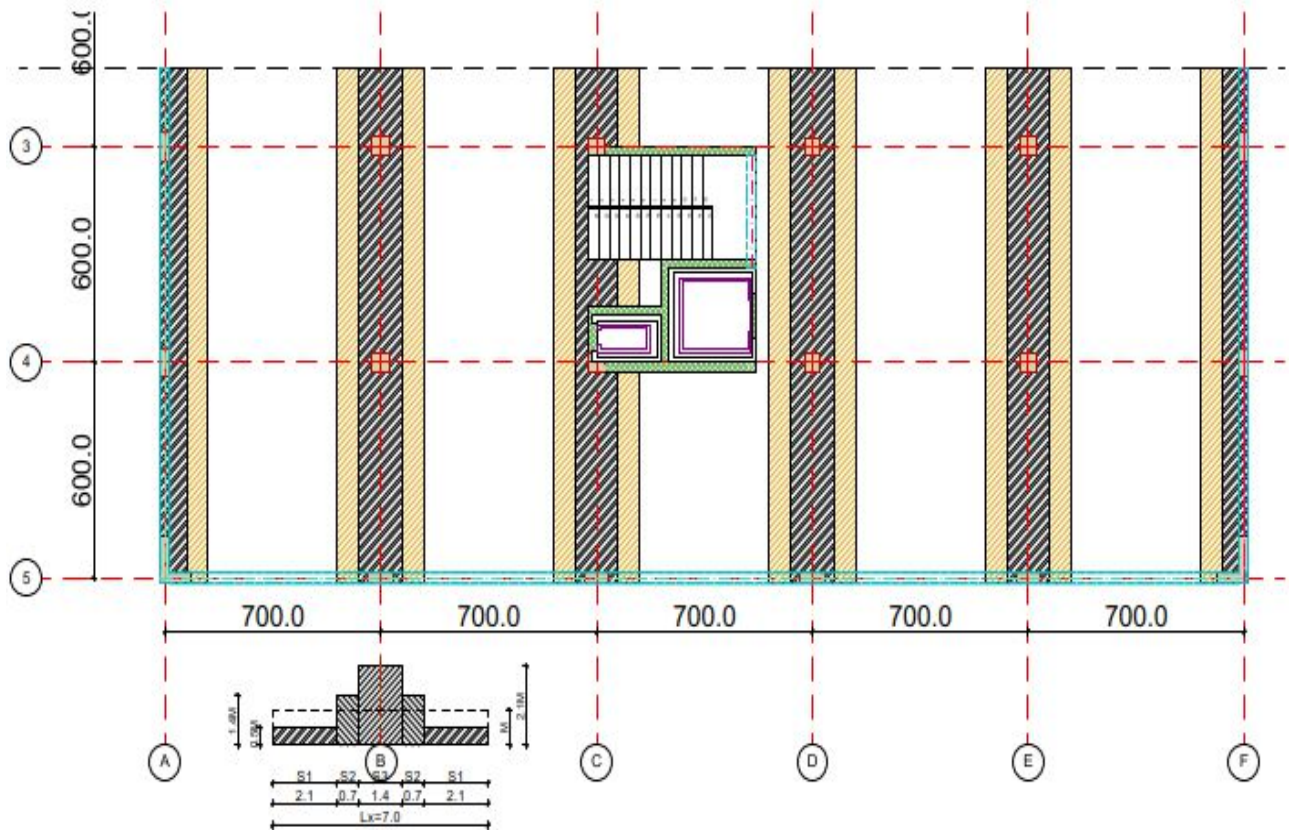
$$M_{s1} = -0.5 * M = -0.5 * 67.84 = -33.92 \text{ KNm/m}$$

Shiriti S2

$$M_{s2} = -1.4 * M = -1.4 * 67.84 = -94.97 \text{ KNm/m}$$

Shiriti S3

$$M_{s3} = -2.1 * M = -2.1 * 67.84 = -142.46 \text{ KNm/m}$$



Dimensionimi

Mbeshtetesi B S3

$$M_{sd} = -142.46 \text{ KNm/m} \quad d = h - d_1 = 24 - 3.9 = 20.1 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{20.1}{\sqrt{\frac{142.46}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 2.196 \quad k_z = 0.879$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{142.46 \cdot 100}{0.879 \cdot 20.1 \cdot 43.47} = 18.54 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø16/10

$$A_s^l = \frac{A_s \cdot l}{s_l} \cdot b = \frac{2.01 \cdot 100}{10} = 20.1 \text{ cm}$$

Mbeshtetesi B S2

$$M_{sd} = -94.97 \text{ KNm/m} \quad d = h - d_1 = 24 - 3.9 = 20.1 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{20.1}{\sqrt{\frac{94.97}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 2.690 \quad k_z = 0.923$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{kz \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{94.97 \cdot 100}{0.923 \cdot 20.1 \cdot 43.47} = 11.77 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø16/15

$$A_s^l = \frac{A_s \cdot l}{s} \cdot b = \frac{2.01 \cdot 100}{15} = 13.4 \text{ cm}^2$$

Mbeshtetesi B S1

$$M_{sd} = -33.92 \text{ KNm/m} \quad d = h - d_1 = 24 - 3.9 = 20.1 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{20.1}{\sqrt{\frac{33.92}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 4.506 \quad kz = 0.950$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{kz \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{33.92 \cdot 100}{0.950 \cdot 20.1 \cdot 43.47} = 4.086 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø10/15

$$A_s^l = \frac{A_s \cdot l}{s} \cdot b = \frac{0.79 \cdot 100}{15} = 5.266 \text{ cm}^2$$

7.5 Logaritja e ndikimeve drejtimi gjatesor zona e poshtme

Drejtimi Lx

$$q_{Ed,x} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = (1.35 \cdot g + 1.5 \cdot q) \cdot L_y$$

$$q_{Ed,x} = (1.35 \cdot 7.295 + 1.5 \cdot 6) \cdot 6 = 113.0895 \text{ KN/m}'$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{113 \cdot 7^2}{24} = 230.87 \text{ KNm/m}'$$

$$\bar{M}_{sd} = \frac{M_{sd}}{L_y} = \frac{230.87}{6} = 38.47 \text{ KNm/m}'$$

Drejtimi Ly

$$q_{Ed,y} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = (1.35 \cdot g + 1.5 \cdot q) \cdot L_x$$

$$q_{Ed,y} = (1.35 \cdot 7.295 + 1.5 \cdot 6) \cdot 7 = 131.93 \text{ KN/m}'$$

$$M_{sd}^1 = 0.08 \cdot q_{Ed,y} \cdot L^2_y = 0.08 \cdot 131.93 \cdot 6^2 = 379.95 \text{ KNm}$$

$$M_{sd}^2 = 0.025 \cdot q_{Ed,y} \cdot L^2_y = 0.025 \cdot 131.93 \cdot 6^2 = 118.73 \text{ KNm}$$

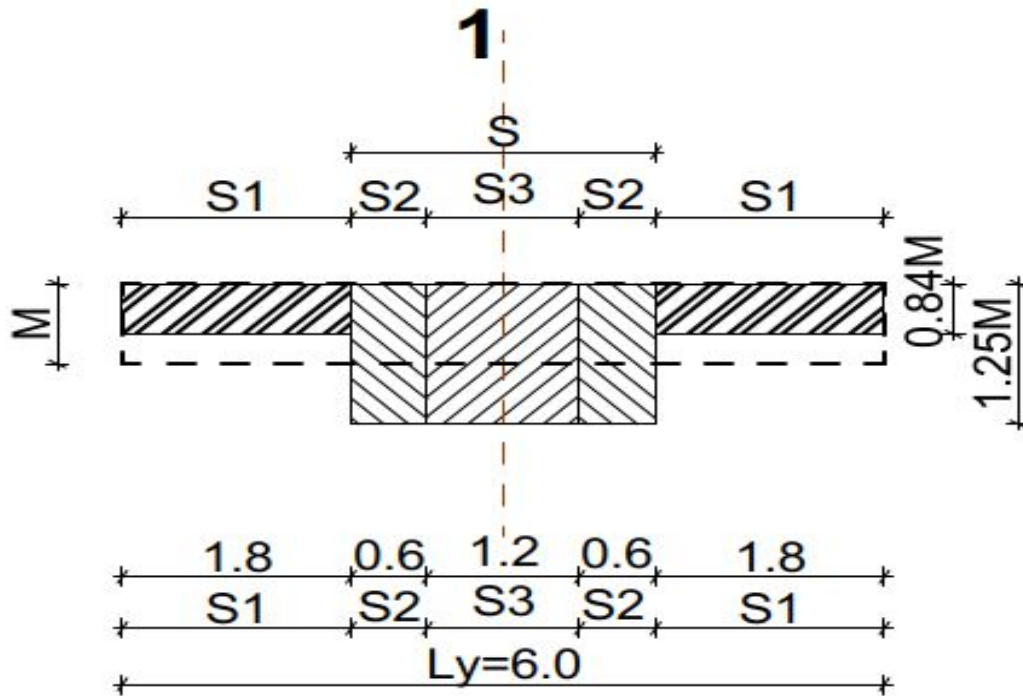
$$\bar{M}_{sd} f_1 = \frac{M_{sd}^1}{L_x} = \frac{379.95}{7} = 54.27 \text{ KNm/m}'$$

$$\bar{M}_{sd} f_2 = \frac{M_{sd}^2}{L_x} = \frac{118.73}{7} = 16.96 \text{ KNm/m}'$$

Drejtimi x-x ,Mx

$$M_{sd, fush} = 38.47 \text{ kNm}$$

Shperndarja e momenteve pozitive ne shirit.



Ne fushe

Shiriti S1

$$M_{s1} = 0.84 * M = 0.84 * 38.47 = 30.776 \text{ kNm/m}$$

Shiriti S

$$M_s = 1.25 * M = 1.25 * 38.47 = 48.08 \text{ kNm/m}$$

Dimensionimi

Fusha Shiriti S

$$M_{sd} = 48.08 \text{ kNm/m} \quad d = h - d_1 = 24 - 3.9 = 20.1 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b * \alpha * f_{cd}}}} = \frac{20.1}{\sqrt{\frac{48.08}{100 * 0.85 * 2.0}}} = 3.785 \quad k_z = 0.939$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z * d * f_{yd}} = \frac{48.08 * 100}{0.939 * 20.1 * 43.47} = 5.86 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø10/13

$$A_s^l = \frac{A_s}{s_l} * b = \frac{0.79 * 100}{13} = 6.07 \text{ cm}^2$$

Fusha Shiriti S1

$$M_{sd} = 30.77 \text{ kNm/m} \quad d = h - d_1 = 24 - 3.9 = 20.1 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{20.1}{\sqrt{\frac{30.77}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 4.72 \quad k_z = 0.953$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{30.77 \cdot 100}{0.953 \cdot 20.1 \cdot 43.47} = 3.69 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø10/20

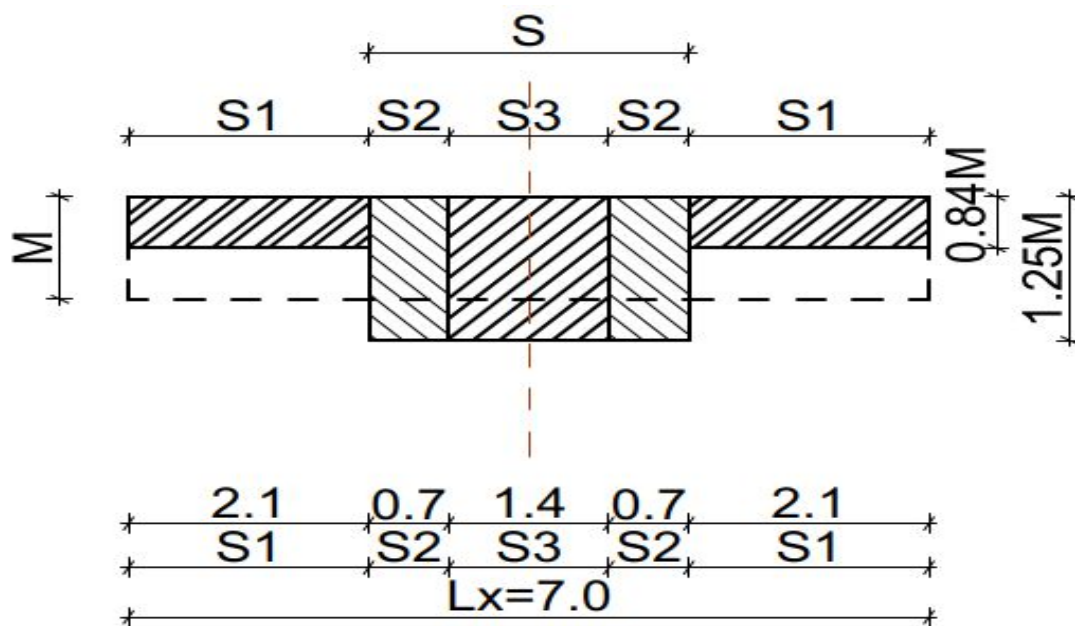
$$A_s^l = \frac{A_s \cdot l}{s_l} \cdot b = \frac{0.79 \cdot 100}{20} = 3.95 \text{ cm}$$

Drejtimi y-y ,My

$$M_{sd, fush1} = 54.27 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sd, fush2} = 16.96 \text{ kNm/m}$$

Shperndarja e momenteve pozitive ne shirit.



Ne fushe e pare

$$\text{Shiriti S1} \quad M_{s1} = 0.84 \cdot M = 0.84 \cdot 54.27 = 45.58 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Shiriti S} \quad M_s = 1.25 \cdot M = 1.25 \cdot 54.27 = 68.08 \text{ kNm/m}$$

Ne fushe e dyte

$$\text{Shiriti S1} \quad M_{s1} = 0.84 \cdot M = 0.84 \cdot 16.96 = 14.24 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Shiriti S} \quad M_s = 1.25 \cdot M = 1.25 \cdot 16.96 = 21.2 \text{ kNm/m}$$

Dimensionimi ne fushen e pare Shiriti S

$$Msd=68.08\text{KNm/m} \quad d=h-d1=24-3.9=20.1\text{cm}$$

$$kd=\frac{d}{\sqrt{\frac{Msd}{b \cdot \alpha \cdot fcd}}}=\frac{20.1}{\sqrt{\frac{68.08}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}}=3.180 \quad kz=0.946$$

$$As=\frac{Msd}{kz \cdot d \cdot fyd}=\frac{68.08 \cdot 100}{0.946 \cdot 20.1 \cdot 43.47}=8.23\text{cm}^2$$

Pervetsoj Ø12/13

$$As^l=\frac{As^l}{sl} \cdot b=\frac{1.13 \cdot 100}{13}=8.69\text{cm}$$

Fusha Shiriti S1

$$Msd=45.58\text{KNm/m} \quad d=h-d1=24-3.9=20.1\text{cm}$$

$$kd=\frac{d}{\sqrt{\frac{Msd}{b \cdot \alpha \cdot fcd}}}=\frac{20.1}{\sqrt{\frac{45.58}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}}=3.887 \quad kz=0.941$$

$$As=\frac{Msd}{kz \cdot d \cdot fyd}=\frac{45.58 \cdot 100}{0.941 \cdot 20.1 \cdot 43.47}=5.54\text{cm}^2$$

$$\text{Pervetsoj } \text{Ø10/13} \quad As^l=\frac{As^l}{sl} \cdot b=\frac{0.79 \cdot 100}{13}=6.07 \text{ cm}^2$$

Dimensionimi ne fushen e dyte

Fusha Shiriti S

$$Msd=21.2\text{KNm/m} \quad d=h-d1=24-3.9=20.1\text{cm}$$

$$kd=\frac{d}{\sqrt{\frac{Msd}{b \cdot \alpha \cdot fcd}}}=\frac{20.1}{\sqrt{\frac{21.2}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}}=5.69 \quad kz=0.961$$

$$As=\frac{Msd}{kz \cdot d \cdot fyd}=\frac{21.2 \cdot 100}{0.961 \cdot 20.1 \cdot 43.47}=8.23\text{cm}^2$$

Pervetsoj Ø12/13

$$As^l=\frac{As^l}{sl} \cdot b=\frac{1.13 \cdot 100}{13}=8.69\text{cm}$$

Fusha Shiriti S1

$$Msd=14.24\text{KNm/m} \quad d=h-d1=24-3.9=20.1\text{cm}$$

$$kd=\frac{d}{\sqrt{\frac{Msd}{b \cdot \alpha \cdot fcd}}}=\frac{20.1}{\sqrt{\frac{14.24}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}}=3.887 \quad kz=0.968$$

$$As=\frac{Msd}{kz \cdot d \cdot fyd}=\frac{20.1 \cdot 100}{0.968 \cdot 20.1 \cdot 43.47}=2.37\text{cm}^2$$

Pervetsoj Ø10/25

$$As^l=\frac{As^l}{sl} \cdot b=\frac{0.79 \cdot 100}{25}=3.16 \text{ cm}^2$$

8.0 Kontrola nga mosdepertimi

$$G=7.295\text{KN/m}^2$$

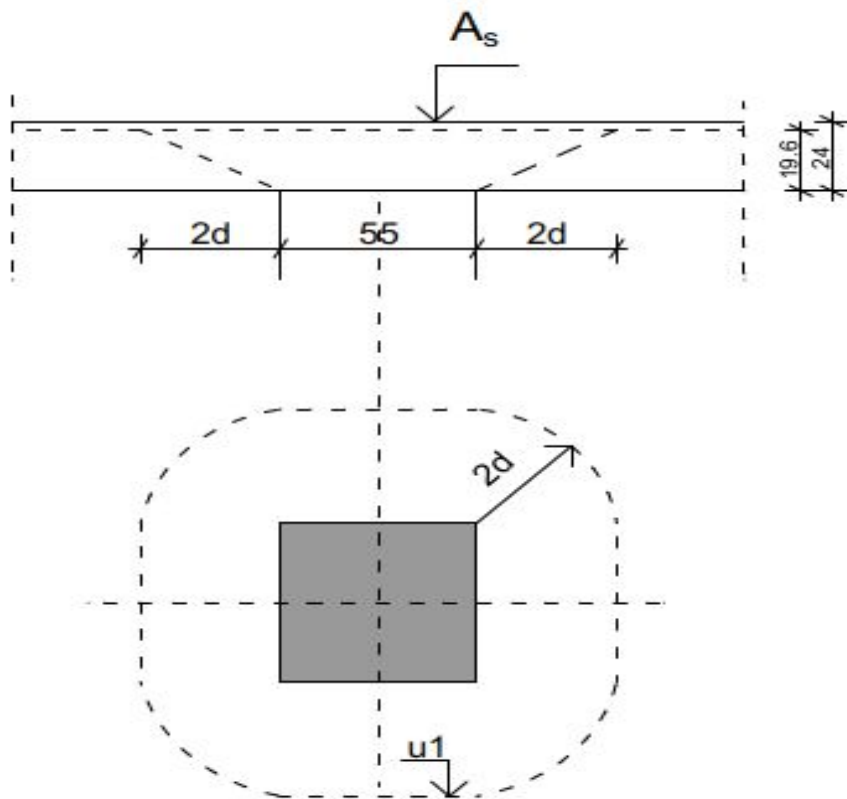
$$Q=6.0\text{KN/m}^2$$

$$V_{sd}=l_x \cdot l_y \cdot (1.35G+1.5Q)=6 \cdot 7 \cdot (1.35 \cdot 7.295+1.5 \cdot 6)=791.626\text{KN}$$

$$d=\frac{d_x+d_y}{2}=\frac{20.1+19.1}{2}=19.6\text{cm}$$

$$a=55\text{cm}$$

$$b=55\text{cm}$$



$$u_o=4 \cdot c=4 \cdot 55=220\text{cm}^2$$

$$V_{ed}=\frac{\beta \cdot V_{sd}}{U_{crit}}=\frac{1.15 \cdot 791.62}{220 \cdot 19.6}=0.211\text{KN/cm}^2$$

$$V_{rd,max}=0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v=0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0.54$$

$$V_{rd,max}=0.5 \cdot v \cdot f_{cd}=0.5 \cdot 0.54 \cdot 16.667=4.5\text{MPa}$$

$$V_{ed}=2.11\text{MPa} < V_{rd,max}=4.5\text{MPa}$$

$$D_1=2*2d+c=4*19.6+55=133.4\text{ cm}$$

$$u_1=4*\frac{2d*\pi}{2}+4*55=4*\frac{2*19.6*3.14}{2}+4*55=466.17$$

$$V_{ed}=\frac{\beta*V_{sd}}{U_{crit}}=\frac{1.15*791.62}{466.17*19.6}=0.099\text{KN/cm}^2$$

$$V_{ed}=0.99\text{MPa} < V_{rd,max}=4.50\text{MPa}$$

$$b_x=b_y=2*2d+c=2*2*19.6+55=123.4\text{cm}$$

$$\text{Drejtimi X } \quad \mathbf{\varnothing 16/9} \quad A_s^l=\frac{A_s}{s}*b_r=22.33\text{cm}^2$$

$$\text{Drejtimi X } \quad \mathbf{\varnothing 16/10} \quad A_s^l=\frac{A_s}{s}*b_r=20.1\text{cm}^2$$

$$\bullet \quad l_x=\frac{A_s l}{b_{crit}*d}=\frac{22.33}{123.4*20.1}=0.009$$

$$\bullet \quad l_y=\frac{A_s l}{b_{crit}*d}=\frac{20.1}{123.4*19.1}=0.008$$

$$\bullet \quad l=\sqrt{\bullet \quad l_x + \bullet \quad l_y}\leq 0.02$$

$$\bullet \quad l=\sqrt{0.009 * 0.008}\leq 0.02$$

$$\bullet \quad l=0.084\leq 0.02$$

$$k=1.6-d=1.6-0.196=1.404$$

$$v_{min}=0.035*k^{3/2}\sqrt{fck}=0.288\text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c}=0.12*1.4*\sqrt[3]{0.84 * 250.462}>v_{min}=0.288\text{MPa}$$

$$V_{rdc}=C_{Rd,c}*k*\sqrt[3]{100 * \bullet \quad 1 * fck}+k1\sigma_{cp}=0.462+0=0.462\text{MPa}$$

$$V_{rdc}=0.462\text{MPa} < V_{ed}=0.999\text{MPa} < 1.5V_{rdc}=0.693\text{MPa}$$

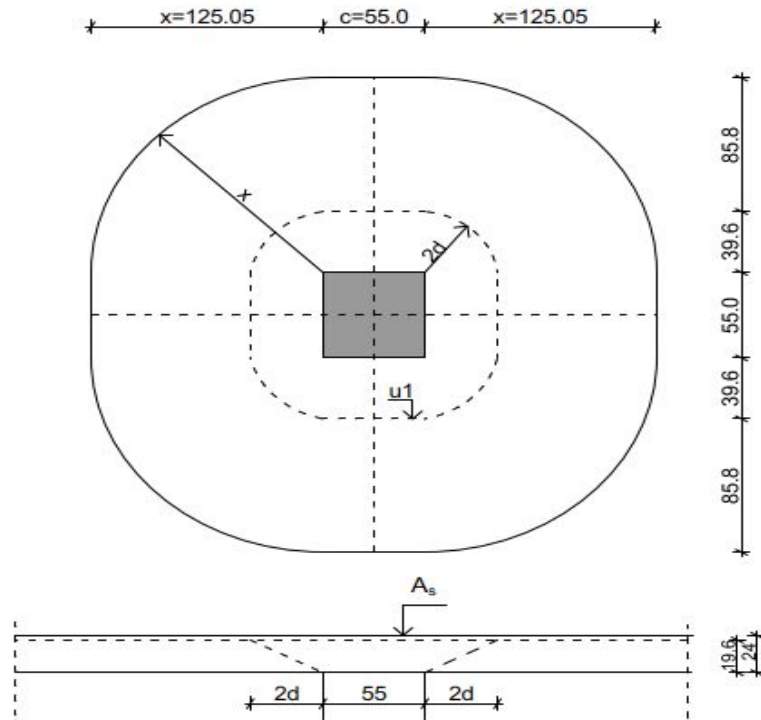
Duhet te behet sigurimi nga mosdepertimi

$$u_{out}=\frac{\beta*V_{ed}}{V_{rdc}*d}$$

$$u_{out}=\frac{1.15*791.626}{0.0462*19.6}=1005.35\text{cm}'$$

$$u_{out}=4*\frac{\pi x}{2}+4c \implies x=\frac{u_{out}-4c}{2\pi}$$

$$x=\frac{1005.35-4*55}{2*3.14}=125.05\text{cm}$$



$$s_r \leq 0.75d$$

$$0.3d \leq s_o \leq 0.5d$$

$$s_o \leq 0.5 * 19.6 = 9.8 \text{ cm}$$

$$s_r \leq 0.75 * 19.6 = 14.7 \text{ cm}$$

pervetsohet:

$$s_o = 8 \text{ cm}$$

$$s_r = 14 \text{ cm}$$

$$\frac{A_{sw}}{sr} = \frac{(V_{ed} - 0.75 * V_{rd,c}) * u_1}{1.5 * f_{ywd,eff}}$$

$$f_{ywd,eff} = 250 + 0.25d = 250 + 0.25 * 19.6 = 254.9 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sw}}{sr} = \frac{(0.99 - 0.75 * 0.462) * 466.17}{1.5 * 254.9} = \frac{299.98}{382.35} = 0.784 \text{ cm}$$

$$s_r = 14 \text{ cm}$$

$$\frac{A_{sw}}{sr} = 0.784 \implies A_{sw} = 0.784 * 14 = 10.976 \text{ cm}^2$$

$$U^{01} = 4 * \frac{8\pi}{2} + 4 * 55 = 50.24 + 220 = 270.24 \text{ cm}$$

$$U^{02} = 4 * \frac{(8+14)\pi}{2} + 4 * 55 = 138.16 + 220 = 358.16 \text{ cm}$$

$$U^{03} = 4 * \frac{(8+2*14)\pi}{2} + 4 * 55 = 226.08 + 220 = 446.08 \text{ cm}$$

$U_1 \implies$ maksimale

$$1.5 * d = 1.5 * 19.6 = 29.4 \text{ cm}$$

$$n^{01} \geq \frac{270.24}{29.4} = 9.19 \text{ copa}$$

$$n^{02} \geq \frac{358.16}{29.4} = 12.18 \text{ copa}$$

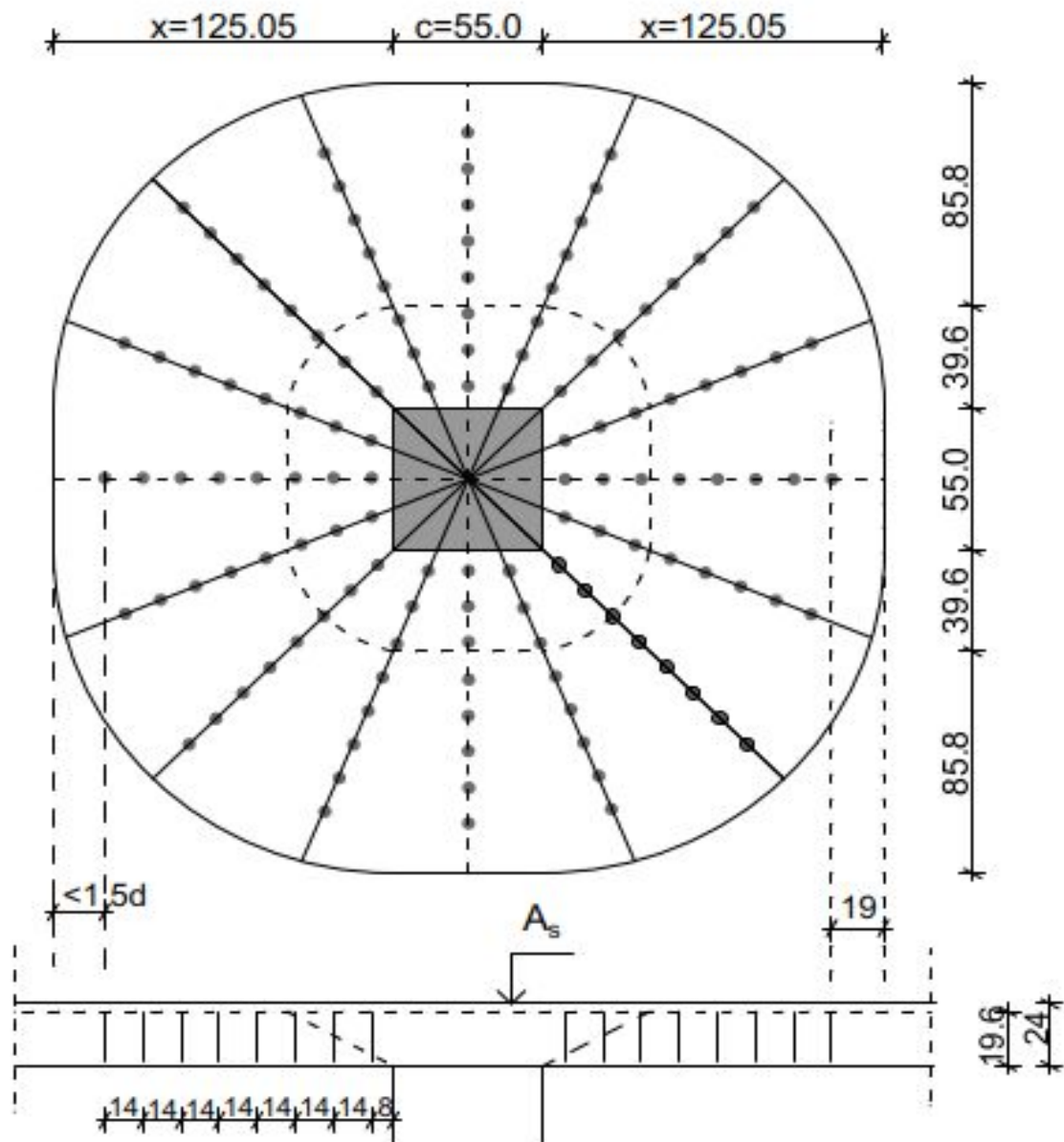
$$n^{03} \geq \frac{446.08}{29.4} = 15.17 \text{ copa}$$

$$n_{\max} = n^{03} = 15.17$$

pervetsojme $n=16$ copa

$$asw = \frac{asw}{n} = \frac{10.976}{16} = 0.68 \text{ cm}^2$$

pervetsojme $8 \cdot 16 \cdot \emptyset 10$ ($asw = 0.79 \text{ cm}^2$)



9.0 Kontrollimi i gjendjes kufitare të plasaritjeve

9.1 Llogaritja e gjërësisë së plasaritjeve

Kombinimi i ngarkesave për kontrollimi e gjendjes kufitare të shfrytëzimit sipas Sk EN 1990 jepet me anë të ekuacionit të më poshtëm:

$$E_d = \sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$$

Gjërësia e plasaritjeve mund të llogaritet me anë të shprehjes së mëposhtme:

$$w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$S_{r,max}$ - paraqet hapësirën maksimale në mes të plasaritjeve

ϵ_{sm} - paraqet vlerën e deformimeve mesatare armaturë

ϵ_{cm} - paraqet vlerën e deformimeve mesatare në beton në mes të plasaritjeve

Vlera e gjymtyrës nga ekuacioni i mëparshëm ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$) mund të llogaritet përmes ekuacionit të mëposhtëm:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s \cdot k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ku: σ_s - paraqet vlerën e sforcimeve në armaturë duke e supozuar që prerja e elementit është

e plasaritur

α_e - paraqet raportin në mes të modulit të elasticitetit të armaturës ndaj atij të betonit pra

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$\delta_{p,eff}$ - paraqet koeficientin efektiv të armimit

k_t - paraqet koeficientin i cili varët nga kohëzgjatja e ngarkesave ku kemi:

$k_t = 0,6$ rasti kur kemi ngarkesa afatshkurtra

$k_t = 0,4$ rasti kur kemi ngarkesa afatgjata

Për klasë të betonit C-30/37 në tabelën e më poshtme janë prezantuar karakteristikat mekanike të betonit.

Tab15.1

| Klasa e betonit | fck,cil. (N/mm ²) | fck,cub. (N/mm ²) | fcm (N/mm ²) | fctm (N/mm ²) | fctk,005 (N/mm ²) | fctk,095 (N/mm ²) | Ecm (N/mm ²) |
|-----------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| C-30/37 | 30 | 37 | 38 | 2,9 | 2,0 | 3,8 | 32000 |

E_s =paraqet vlerën e modulit elastik të armaturës që ka vlerën 200000N/mm²

Raporti në mes të modulit të elasticitetit të armaturës dhe betonit është dhënë si më poshtë:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{32000} = 6.25$$

Momentet nga kombinimi I+III (1,0·g + 1,0·q)

$$M_{sd,fush} = 47.77 \text{ kNm}; M_{sd,mb.} = -113.80 \text{ kNm},$$

$$\frac{\emptyset 12}{13} me A_{sl} = 8.69 \text{ cm}^2 / m \text{ ne fushe}$$

$$\frac{\emptyset 16}{9} me A_{sl} = 22.33 \text{ cm}^2 / m \text{ ne mbeshtetes}$$

Caktimi i distancës së aksit neutral

$$x = \frac{\alpha_e \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_{s1}}} \right) = \frac{6.25 \cdot 8.69}{100} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 19.6}{6.25 \cdot 8.69}} \right) = 4.10 \text{ cm}$$

Kontrollimi i sforcimeve në armaturë:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_{s1}} = | M_{Ed} = 1.0M_{gk} + 1.0M_{qk} = 47.77 \text{ kNm} | = \frac{47.77 \cdot 10^2}{\left(19.6 - \frac{4.10}{3}\right) \cdot 5.24} = 49.98 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 499.8 \text{ N/mm}^2$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = \min. \left(\begin{array}{l} A_{c,eff} = 100 \cdot 2.5 \cdot d \\ = 100 \cdot 2.5 \cdot 1.916 = 479 \text{ cm}^2 \\ A_{c,eff} = 100 \cdot \frac{(h-x)}{3} \\ = 100 \cdot \frac{24 - 4.10}{3} = 663.633 \text{ cm}^2 \end{array} \right) = \frac{8.69}{663.633} = 0.013098$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{499.8 - 0.4 \cdot \frac{2.9}{0.013098} \cdot (1 + 6.25 \cdot 0.013098)}{200000} \geq 0.6 \cdot \frac{499.8}{200000}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{409.63}{200000} \geq \frac{299.88}{200000}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{409.63}{200000} = 0.0002048$$

Llogaritja e gjatësisë së plasaritjeve

Sipas SkEN 1992-1-1 gjatësia e plasaritjeve llogaritet me anë të shprehjes së më poshtme:

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

Ø- paraqet diametrin e armaturës kryesore

C- paraqet shtresën mbrojtëse të armaturës që është në funksion të klasës së ekspozimit

k1- koeficient i cili varët nga lloji i armaturës

k1=0.8- rasti për armaturën e brinjëzuar

k1=1.6 - rasti për armaturën e lëmuar

k2- koeficient i cili merr parasysh mënyrën e shpërndarjes së deformimeve

k2=0.5- rasti kur kemi në trajtim elementin në përkulje

k2=1.0- rasti kur kemi në trajtim elementin në tërheqje të pastër

k3=3.4- rasti kur kemi në trajtim elementin në tërheqje të pastër (vlerë e rekomanduar)

k4=0.425- rasti kur kemi në trajtim elementin në tërheqje të pastër (vlerë e rekomanduar)

Pas zëvendësimit të vlerave të koeficienteve në formulën për llogaritjen e gjatësisë së

$$\text{plasaritjeve fitohet: } S_{r,max} = 3.4 \cdot 20 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot \frac{12}{0.01309} = 223.84 \text{ mm}$$

Prej nga fitohet edhe gjerësia e plasaritjeve w_k si më poshtme:

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 223.84 \cdot 0.0002048 = 0.055 < 0.3 \text{ mm}$$

Kushti plotëson

Kontrollimi në mbështetës

$$M_{sd,mb.} = -113.80 \text{ kNm},$$

$$\frac{\emptyset 16}{9} m e A_{s1} = 22.33 \text{ cm}^2 / m$$

Caktimi i distancës së aksit neutral

$$x = \frac{\alpha_e \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_{s1}}} \right) = \frac{6.25 \cdot 22.33}{100} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 19.6}{6.25 \cdot 22.33}} \right) = 6.1 \text{ cm}$$

Kontrollimi i sforcimeve në armaturë:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_{s1}} = | M_{Ed} = 1.0 M_{gk} + 1.0 M_{qk} = -113.80 \text{ kNm} | = \frac{113.80 \cdot 10^2}{\left(19.6 - \frac{6.1}{3}\right) \cdot 22.33} =$$

$$29.01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 290.11 \text{ N/mm}^2$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s \cdot k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} = \left(\begin{array}{l} A_{c,eff} = 100 \cdot 2.5 \cdot d \\ = 100 \cdot 2.5 \cdot 3 = 750 \text{ cm}^2 \\ A_{c,eff} = 100 \cdot \frac{(h-x)}{3} = \\ = 100 \cdot \frac{24 - 6.10}{3} = 596.66 \text{ cm}^2 \end{array} \right) = \frac{22.33}{596.66} = 0.037$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{290.1 - 0.4 \cdot \frac{2.9}{0.037} \cdot (1 + 6.25 \cdot 0.037)}{200000} \geq 0.6 \cdot \frac{290.1}{200000}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{251.5}{200000} \geq \frac{174.06}{200000}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{251.5}{200000} = 0.00151$$

Llogaritja e gjatësisë së plasaritjeve

Sipas SkEN 1992-1-1 gjatësia e plasaritjeve llogaritet me anë të shprehjes së më poshtme:

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 3.4 \cdot 20 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot \frac{16}{0.037} = 141.51 \text{ mm}$$

Prej nga fitohet edhe gjerësia e plasaritjeve w_k si më poshtme:

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 141.51 \cdot 0.00151 = 0.21 < 0.3 \text{ mm}$$

Kushti plotëson

10.0 Kontrollimi i elementit/pllakës nga fenomeni i uljeve-deformimeve

Llogaritja totale e uljeve për një element beton arme jepet me anë të shprehjes së më poshtme:

$$v_{\text{tot.}} = k \cdot L^2 \cdot \frac{1}{r_{\text{tot.}}}$$

Shprehja e përgjithshme për llogaritjen e deformimeve jepet përmes ekuacionit të më poshtëm:

$$\frac{1}{r_{\text{tot.}}} = \frac{1}{r_m} + \frac{1}{r_{\text{csm}}}$$

$$\frac{1}{r_{\text{tot.}}} = \xi \cdot \frac{1}{r_{\text{II}}} + (1-\xi) \cdot \frac{1}{r_I}$$

r - paraqet rrezën e lagesës për gjendjen e nderjeve I dhe II

ξ - paraqet faktorin e shpërndarjes së plasaritjeve

Lakueshmëria në gjendjen e nderjeve I (pa plasaritje), jepet me shprehjen:

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{\text{Ed}}}{E_{\text{c,eff}} \cdot I_I}$$

$$E_{\text{c,eff}} = \frac{E_{\text{c,eff}}}{1 + \phi_{t_0, t_\infty}}$$

Lakueshmëria në gjendjen e nderjeve II ($\epsilon_s = \sigma_s / E_s$) (me plasaritje), jepet me shprehjen:

$$\frac{1}{r_{\text{II}}} = \frac{\epsilon_{s1}}{d - y_{\text{IIg}}} = \frac{M_{\text{Ed}}}{E_{\text{c,eff}} \cdot I_{\text{II}}}$$

ku

$$\epsilon_{s1} = \frac{\sigma_s}{E_s}; \quad \sigma_s = \frac{M_{\text{Ed}}}{z \cdot A_{s1}}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{\text{cm}}}(t=0) \quad \text{dhe} \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_{\text{c,eff}}}(t=\infty)$$

10.1 Kontrollimi i uljeve për kohën $t=0$

Caktimi i momentit të inercisë për gjendjen e parë të deformimeve

$$I_I = \frac{b \cdot h^3}{12} + \alpha_e \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 \right] = \frac{100 \cdot 24^3}{12} + 6.25 \cdot \left[8.69 \cdot \left(\frac{24}{2} - 3 \right)^2 + 2.51 \cdot \left(\frac{24}{2} - 3 \right)^2 \right] = 120870.0 \text{ cm}^4$$

Caktimi i rrezes së lakueshmërisë:

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{\text{Ed}}}{E_{\text{c,eff}} \cdot I_I} = \frac{M_{\text{Ed}}}{E_{\text{cm}} \cdot I_I} = \frac{47.77 \cdot 10^2}{3200 \cdot 120870.0} = 0,000012 \text{ cm}^{-1}$$

$$| M_{Ed} = M_{gk} + M_{qk} = 47.77 \text{ kNm} |$$

$$x = \frac{\alpha_e \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_{s1}}} \right) = \frac{6.25 \cdot 8.69}{100} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 19.6}{6.25 \cdot 8.69}} \right) = 4.099 \text{ cm}$$

Caktimi i momentit të inercisë për gjendjen e dytë të deformimeve

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_e [A_{s1} \cdot (d - x)^2 + A_{s2} \cdot (x - d_2)^2] = \frac{100 \cdot 4.099^3}{12} + 100 \cdot 4.099 \cdot \left(\frac{4.099}{2} \right)^2 + 6.25 \cdot [8.69 \cdot (19.61 - 4.099)^2 + 2.51 \cdot (4.099 - 3)^2] = 15381.68 \text{ m}^{-1}$$

Caktimi i rrezes së lakueshmërisë:

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_{II}} = \frac{47.77 \cdot 10^2}{3200 \cdot 15381.68} = 0,000097 \text{ cm}^{-1}$$

Caktimi i momentit kritik:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 0.29 \cdot \frac{100 \cdot 24^2}{6} = 2784.0 \text{ kNcm} = 27.84 \text{ kNm}$$

Vlera e sforcimit kritik jepet përmes shprehjes së më poshtme:

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} = \frac{M_{cr}}{\left(d - \frac{x}{3} \right) \cdot A_s} = \frac{2784.0}{\left(19.61 - \frac{6.12}{3} \right) \cdot 8.69} = 18.23 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 182.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_s} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3} \right) \cdot A_s} = \frac{47.77 \cdot 10^2}{\left(19.61 - \frac{4.09}{3} \right) \cdot 8.69} = 30.12 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 301.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\xi = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s1}} \right)^2 = 1 - 1.0 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{182.3}{301.2} \right)^2 = 0.82$$

$\beta_1=1,0$ - rasti kur në trajtim kemi armaturë të brinjëzuar

$\beta_2=0,50$ - për ngarkesa të përhershme

$$\frac{1}{r_I} = 0,000012 \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_{II}} = 0,000097 \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_m} = \xi \cdot \frac{1}{r_{II}} + (1 - \xi) \cdot \frac{1}{r_I} = 0.82 \cdot 0,000097 + (1 - 0.82) \cdot 0,000012 = 0,000081 \text{ cm}^{-1}$$

Prej nga llogarisim vlerën e uljeve totale për kohën $t=0$ përmes shprehjes së më poshtme:

$$V_{tot.t=0} = k \cdot l_{eff}^2 \cdot \frac{1}{r_{tot}}$$

$$k = \frac{5}{48} (1 - 0.1\beta)$$

$$\beta = | M_A + M_B | / | M_f |$$

$$\beta = 3.64$$

$$k = \frac{5}{48} (1 - 0.1 \cdot 3.64) = 0.065$$

$$V_{tot.t=0} = 0.065 \cdot 700^2 (\text{cm}^2) \cdot 0,000081 \text{ cm}^{-1} = 2.57 \text{ cm}$$

$$V_{Lej.} = \frac{L}{250} = \frac{700}{250} = 2.8 \text{ cm} > 2.57 \text{ cm} \text{ ,prej nga kushti plotëson për kohën (t=0)}$$

10.2 Kontrollimi i uljeve për kohën $t=\infty$

Caktimi i karakteristikave gjeometrike të prerjes tërthore për kohën $t=\infty$

Sipërfaqja e prerjes tërthore e elementit:

$$A_c = b \cdot h = 100 \cdot 24 = 2400 \text{ cm}^2$$

Perimetri i prerjes tërthore që merret në trajtim për llogaritjen e efektit të reologjisë së betonit:

$$u = 2b + 2h = 2 \cdot 100 + 2 \cdot 24 = 248 \text{ cm}$$

Për $t=28$ ditë dhe për lagështi të ambientit $RH=50\%$ nga diagramet lexohet vlera e koeficientit të reologjisë së betonit që në këtë rast rezulton të jetë $\varphi(\infty, t) \approx 2,466$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{t0, t\infty}} = \frac{3200}{1 + 2,466} = 923.254 \text{ kN/cm}^2$$

$$\alpha_{cff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{20000}{923.254} = 21.662$$

Caktimi i momentit të inercisë për gjendjen e parë të deformimeve:

$$I_I = \frac{b \cdot h^3}{12} + \alpha_{eff} \cdot \left[A_{s1} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2 \right)^2 + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right)^2 \right] = \frac{100 \cdot 24^3}{12} + 21.662 \cdot \left[8.69 \cdot \left(\frac{24}{2} - 3 \right)^2 + 2.51 \cdot \left(\frac{24}{2} - 3 \right)^2 \right] = 134581.76 \text{ cm}^4$$

Caktimi i rrezes së lakueshmërisë:

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} = \frac{M_{Ed}}{E_{cm} \cdot I_I} = \frac{47.77 \cdot 10^2}{923.254 \cdot 134581.76} = 0,0000384 \text{ cm}^{-1}$$

$$| M_{Ed} = 1.0M_{gk} + 0.6M_{qk} = 46.3 \text{ kNm} |$$

$$x = \frac{\alpha_e \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{\alpha_e \cdot A_{s1}}} \right) = \frac{21.662 \cdot 8.69}{100} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 19.6}{21.662 \cdot 5.24}} \right) = 9.333 \text{ cm}$$

Caktimi i momentit të inercisë për gjendjen e dytë të deformimeve

$$I_{II} = \frac{b \cdot x^3}{12} + b \cdot x \cdot \left(\frac{x}{2} \right)^2 + \alpha_e [A_{s1} \cdot (d - x)^2 + A_{s2} \cdot (x - d_2)^2] = \frac{100 \cdot 9.33^3}{12} + 100 \cdot 9.33 \cdot \left(\frac{9.33}{2} \right)^2 + 21.662 \cdot [8.69 \cdot (19.91 - 9.33)^2 + 2.51 \cdot (9.33 - 3)^2] = 50321.83 \text{ cm}^4$$

Caktimi i rrezes së lakueshmërisë:

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} = \frac{46.3 \cdot 10^2}{923.254 \cdot 50321.83} = 0,0000996 \text{ cm}^{-1}$$

Caktimi i momentit kritik:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 0.29 \cdot \frac{100 \cdot 24^2}{6} = 2784 \text{ kNcm} = 27.84 \text{ kNm}$$

Vlera e sforcimit kritik jepet përmes shprehjes së më poshtme:

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{cr}}{z \cdot A_s} = \frac{M_{cr}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_s} = \frac{2784}{\left(19.91 - \frac{9.333}{3}\right) \cdot 8.69} = 19.06 \frac{kN}{cm^2} = 190.69 N/mm^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_s} \approx \frac{M_{Ed}}{\left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot A_s} = \frac{46.3 \cdot 10^2}{\left(19.91 - \frac{9.333}{3}\right) \cdot 8.69} = 31.71 \frac{kN}{cm^2} = 317.14 N/mm^2$$

$$\xi = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s1}}\right)^2 = 1 - 1.0 \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{190.69}{317.14}\right)^2 = 0.82$$

$$\frac{1}{r_I} = 0,0000384 \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_{II}} = 0,0000996 \text{ cm}^{-1}$$

$$\frac{1}{r_m} = \xi \cdot \frac{1}{r_{II}} + (1 - \xi) \cdot \frac{1}{r_I} = 0.82 \cdot 0,0000996 + (1 - 0.82) \cdot 0,0000384 = 0,00008 \text{ cm}^{-1}$$

Prej nga llogarisim vlerën e uljeve totale për kohën $t=0$ përmes shprehjes së më poshtme:

$$V_{tot.t=0} = k \cdot l_{eff}^2 \cdot \frac{1}{r_{tot.}}$$

$$k = \frac{5}{48} (1 - 0.1\beta)$$

$$\beta = |M_A + M_B| / |M_f|$$

$$\beta = 3.64$$

$$k = \frac{5}{48} (1 - 0.1 \cdot 3.64) = 0.066$$

$$V_{tot.t=0} = 0.066 \cdot 700^2 (\text{cm}^2) \cdot 0,00008 \text{ cm}^{-1} = 2.35 \text{ cm}$$

$$V_{Lej.} = \frac{L}{250} = \frac{700}{250} = 2.88 \text{ cm} > 2.35 \text{ cm} \text{ ,prej nga kushti plotëson për kohën } (t=\infty)$$

11.0 Kontrollimi i kapacitetit të elementeve vertikale, përkatësisht shtyllave dhe mureve-kontrollimi për duktilitet.

Përmasat e prerjeve tërthore janë përvetësuar nga kushtet e stabilitetit përkatësisht në funksion të koeficeintit pa dimensione që jep SkEN 1992-1-1 në varësi të klasës së duktilitetit, ku për shtyllat parësore sizmike për "DCM" vlera e forcës aksiale të normalizuar ϑ_d nuk duhet të

kalojë vlerën $\vartheta_d = N_{sd}/A_c \cdot f_{cd} < 0.65$ (SkEN - 1998-1 pika 5.4.3.2.1 (3)). Ndikimet statike janë caktuar sipas kombinimit duke marrë parasyshë veprimin sizmik.

| Kontrollimi I duktilitetit të prerjës tërthore të elementeve vertikale-shtyllave | | | | | | | | |
|--|-----------|----------|-------|-------|-----------|------|-------|-------|
| Pjesa | Pozicioni | Ned (kN) | b (m) | h (m) | fcd (Mpa) | ved | DCM | DCL |
| I | Pos_SH01 | 2417.64 | 0.55 | 0.55 | 20 | 0.39 | ≤0.65 | ≤0.75 |
| | Pos_SH02 | 1929.06 | 0.55 | 0.55 | 20 | 0.31 | | |
| | Pos_SH03 | 1472.23 | 0.55 | 0.55 | 20 | 0.24 | | |
| | Pos_SH04 | 1018.55 | 0.55 | 0.55 | 20 | 0.16 | | |
| | Pos_SH05 | 571.12 | 0.55 | 0.55 | 20 | 0.09 | | |
| vd=NEd/(Ac.fcd)≤0.65(0.75) - prej nga plotësohet kushti për duktilitet | | | | | | | | |

Tab.13.4 Kontrolla për duktilitet lokal në shtylla

12.0 Verifikimet gjeometrike dhe në përkulje – POS T_1

Për verifikim dhe dimesionim janë zgjedhur trarët që shtrihen ndërmjet akseve A-C të nivelit + 11.0 m

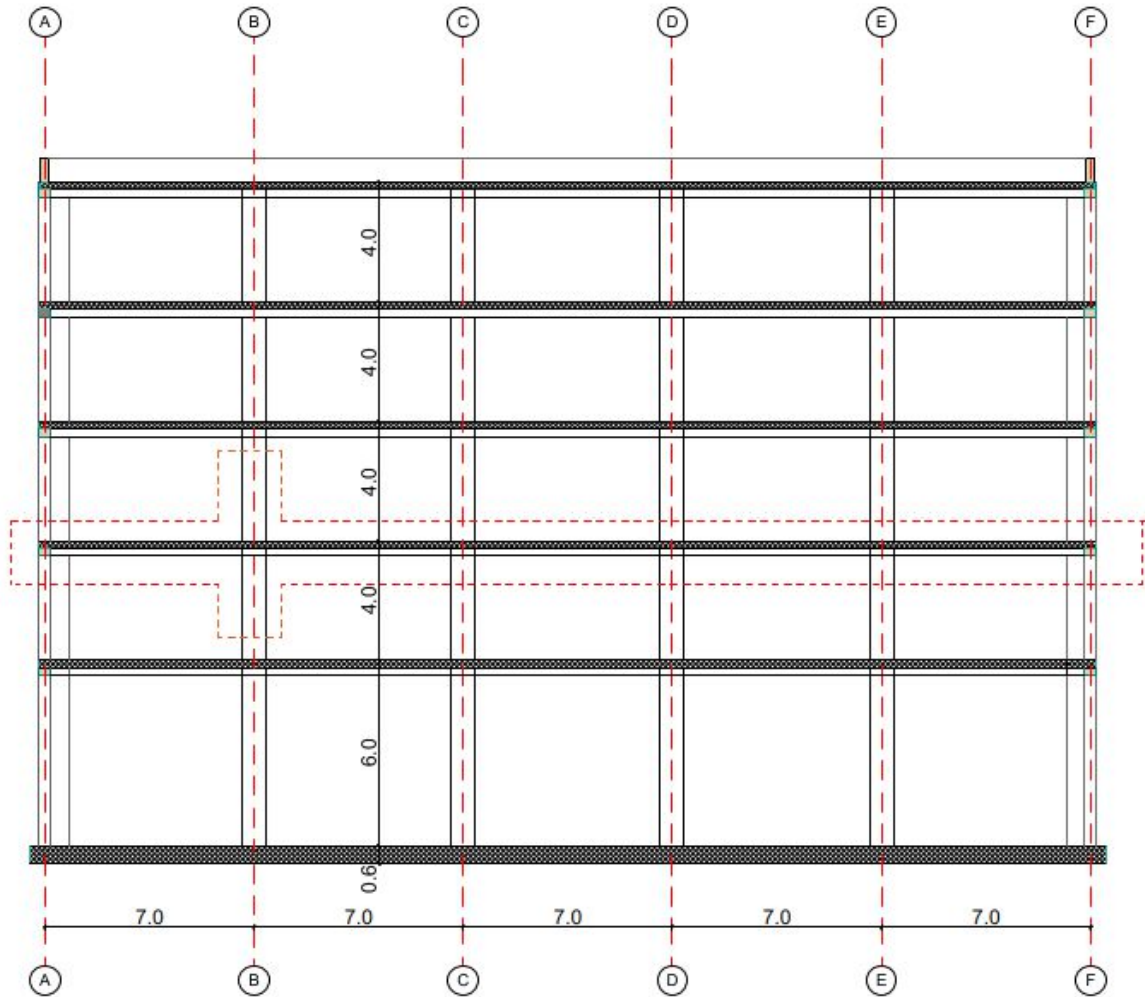


Figura 16.0 – Trarët dhe nyja , të zgjedhura për verifikim

12.1 Verifikimet e kufizimeve gjeometrike (EN 1998-1, 5.5.1.2.1)

Gjerësia e traut është $b_w = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ (EN 1998-1, 5.5.1.2.1 (1)P).
Lartësia e traut është $h_w = 50 \text{ cm}$ dhe raporti lartësi ndaj gjerësis është.

$$h_w / b_w = 50/40 = 1,25 < 3,5 \text{ (EN 1998-1, 5.5.1.2.1 (2)P).}$$

12.2 Efektet projektuese të veprimit.

Momentet përkulës për projektimin e trarëve në situatën sizmike të projektimit janë ata që merren nga analiza duke marrë parasysh kombinimet e komponentëve të veprimit sizmik (EN 1998-1, 4.3.3.5) dhe kombinimet e veprimit sizmik me veprime të tjera (EN 1998-1, 3.2.4)

Duke u bazuar në EN 1990:2002 dhe EN 1992:2004 i kemi përmbledhur së bashku në një tabelë: faktorët parcial të sigorisë, faktorët e kombinimit dhe kombinimet e ngarkesave kemi formuar tabelën 9-16 dhe 9-17, ku nga të gjitha situatat llogaritëse të cekura në standartin EN 1990, 3.2, ne këte analizë janë përvetsuar vetëm dy situata projektuese:

- Tabela 9-16: Kombinimet e veprimeve për situatat e projektimit të vazhdueshme ose kalimtare (EN 1990:2002, 6.4.3.2)
- Tabela 9-17: Kombinimet e veprimeve për situatat sizmike të projektimit (EN 1990:2002, 6.4.3.4)

Tabela 9-16 : Kombinimet e veprimeve për situatat e projektimit të vazhdueshme ose kalimtare (burimi: EN 1990:2002, 6.4.3.2)

| Veprimet | Koefficientet parciale të sigorisë | | |
|------------------------|------------------------------------|---------------------|--|
| | Betoni γ_c | Armatura γ_s | |
| Kombinimi themelor | 1.50 | 1.15 | |
| Kombinimi i rastitshëm | 1.30 | 1.0 | |

| Veprimet | Koefficientet parciale të sigorisë | | |
|--------------|------------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Llojet e veprimeve | | |
| | përhershm γ_G | përkohshme γ_Q | Paranderja γ_P |
| Favorshëm | 1.35 | 1.5 | 1.0 ose 1.1 |
| Diskavonshëm | 1.0 | 0 | 1.0 ose 0.9 |

| Veprimet | Vlerat e koeficientëve të kombinimeve | | |
|---|---------------------------------------|----------|----------|
| | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
| Ngritja e nivelit të përdorimit | | | |
| - banesat, hapësirat tregtare deri 50 m ² , zyrë, ballione, spitale | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| - hapësirat për tubime, garazhe, ndërtesat për parkingje, sallat për gjërnastillë, mësonjëtorë, librari, arkiva | 0.8 | 0.8 | 0.5 |
| - hapësirat për ekspozita dhe tregt, shtëpi mallrash dhe qendra tregtare | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| Era | 0.6 | 0.5 | 0 |
| Dëborë | 0.7 | 0.2 | 0 |
| Të gjitha veprimet tjera | 0.9 | 0.7 | 0.5 |

$$\sum_i (\gamma_G \cdot G_{k,i}) + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) + \gamma_P \cdot P_k \quad (\text{shp. 6.10, EN 1990})$$

Σ nënkupton “efektin e kombinuar të”

$G_{k,j}$ është vlera karakteristike e veprimit të përhershëm

P është vlera përfaqësuese që lidhet me një veprim të p rasforcimit (paranderjes)

$Q_{k,1}$ është vlera karakteristike e veprimit të ndryshueshëm

$Q_{k,i}$ është vlera karakteristike e veprimit të ndryshueshëm shoqërues γ_G koeficient parical i sigurisë

γ_Q koeficient parical i sigurisë

$\psi_{0,i}$ është faktori për vlerën e kombinuar të një veprimi të ndryshueshëm i (jepet në tabelën A1.1 të EN-1990).

$G_{k,j}$ është vlera karakteristike e veprimit të përhershëm

$Q_{k,i}$ është vlera karakteristike e veprimit të ndryshueshëm shoqërues

P është vlera përfaqësuese që lidhet me një veprim të p rasforcimit (paranderjes)

A_{Ek} është vlera karakteristike e një veprimi sizmik

$\psi_{2,i}$ është faktori për vlerën thuajse-të përhershme të një veprimi të ndryshueshëm i (jepet në EN-1990-1-1, Tabela A1.1)

| Veprimet | Koeficientet parcale të sigurisë | |
|----------------------|----------------------------------|---------------------|
| | Betoni γ_c | Armatura γ_s |
| Kombinimi themelor | 1.50 | 1.15 |
| Kombinimi i rritshëm | 1.30 | 1.0 |

| Veprimet | Koeficientet parcale të sigurisë | | |
|-------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Llojet e veprimeve | | |
| | përhershëm e γ_c | përkohshme γ_G | Paranderja γ_P |
| Favorshëm | 1.35 | 1.5 | 1.0 ose 1.1 |
| Difavorshëm | 1.0 | 0 | 1.0 ose 0.9 |

| Vlerat e koeficienteve të kombinimeve | | | |
|---|----------|----------|----------|
| Veprimet | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
| Agjencitat - Shërbime në pallat | | | |
| - banesat, hapësirat tregtare deri 50 m ² , zyre, ballbone, spitale | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| - hapësirat për tubime, garazhe, ndërtesat për paringje, sallat për gjimnastikë, mësorjëtore, librari, arhive | 0.8 | 0.8 | 0.5 |
| - hapësirat për ekspozita dhe tregti, shtëpi mallrash dhe qendra tregtare | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| Era | 0.6 | 0.5 | 0 |
| Dëlbora | 0.7 | 0.2 | 0 |
| Të gjitha veprimet tjera | 0.8 | 0.7 | 0.5 |

$$\sum_i G_{k,i} + \sum_i (\psi_{2,i} Q_{k,i}) + \gamma_i \cdot A_{Ek} + P \quad (\text{shpr. 6.12b, EN 1990})$$

Tabela 9-17 : Kombinimet e veprimeve për situatat sizmike të projektimit (EN 1990:2002, 6.4.3.4)

Diagrami i momenteve dhe tranzverzaleve për trarin POS T_1 nga kombinimi G + 0.3Q + Sy

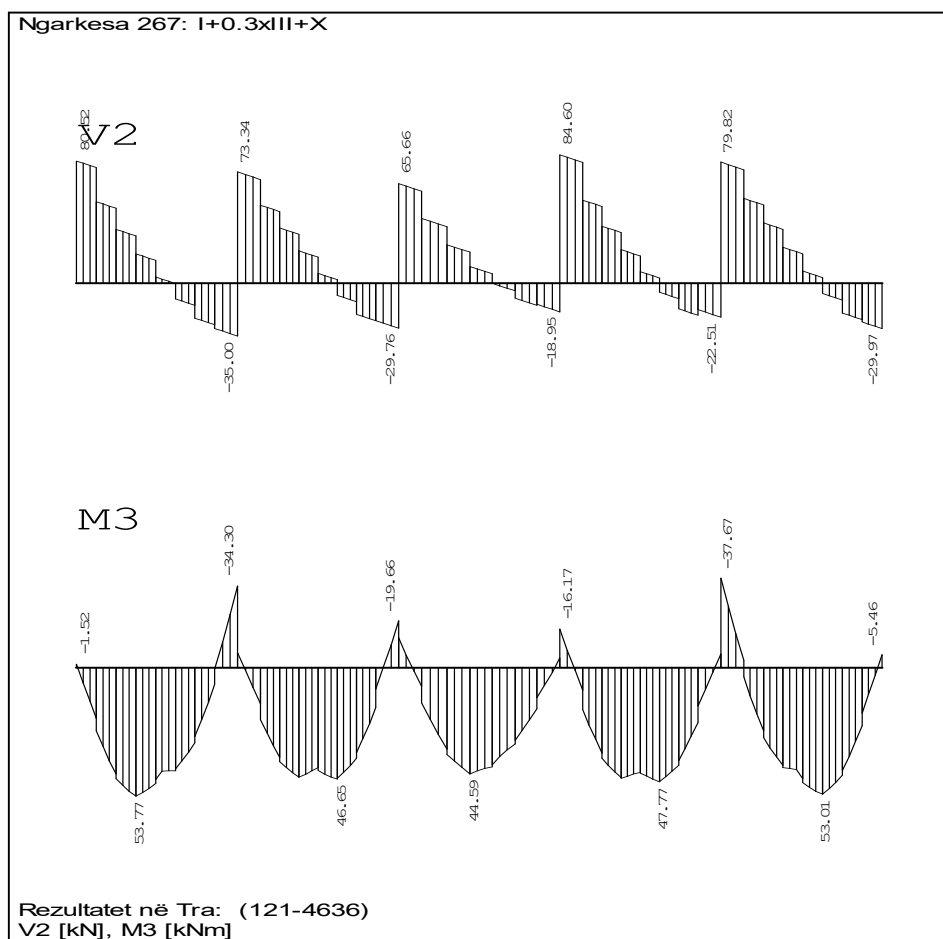


Figura 17.0 -Diagrama e momenteve dhe transversaleve - kombinimi themelor dhe situatë sizmike e projektimit.

12.3 Procedurat për projektimin e trarëve

Trarët projektohen vetëm për drejtimin ku përkon vlera më e madhe e përkuljes, e njëjta gjë edhe për prerjen dhe përdredhjen. pra efektet që rezultojnë nga ndonjë forcëaksiale dhe përkulje sipas drejtimit tjetër që ka vlera më të vogla, kryesisht nuk merrenparasysh por kjo është në dorë të projektuesit i cili mund ti bëjë ato në mënyrë të pavarur nga llogaritja e vlerave më të mëdha.

Procedura e projektimit të trarëve përfshin hapat në vijim:

- Projektimi i armaturës për përkuljen
- Projektimi i armaturës për prerjen
- Projektimi i armaturës për përdredhjen

12.4 Projektimi i armaturës për përkuljen në trarë

Armatura e sipërme dhe e poshtme e seksionit të traut të nënshtruar ndaj përkuljes projektohet për pozicione të ndryshme përgjatë traut. Për projektimin e armaturës përpërkuljen në një tra të caktuar, në një seksion specifik do të ndiqen hapat vijues:

- Përcaktimi i momenteve të projektimit
- Përcaktimi i armaturës së kërkuar

12.5 Përcaktimi i momenteve të projektimit

Në projektimin e armaturës për përkuljen e trarëve prej betoni të armuar, momentet përçdo kombinim të ngarkesave në një seksion specifik të traut janë përfutuar dukefaktorizuar momentet korresponduese për rastet e ndryshme të ngarkesave me faktorëte projektimit të kombinimit të ngarkesave. Atëhere seksioni i traut projektohet për momentet e projektimit të përfutuar nga secili prej kombinimeve të projektimit të ngarkesave. Momentet që tërheqin fibrat e poshtmepërcaktojnë sipërfaqen e armaturës për pjesën e poshtme të traut. Ndërsa nga momentetqë tërheqin fibrat e sipërme, do të përftohë armatura e sipërme. Të gjitha diagramet dhe sasi të armaturës janë përfitura duke përdorur softverin Tower 7.

Përcaktimi i sasisë së armaturës për përkuljen e traut me prerje drejtëkëndore Procedura e projektimit bazohet në një diagramë drejtëkëndore të sforcimeve të treguar në figurën 9-24 (shih figurën 3.5-EN 1992-1-1)

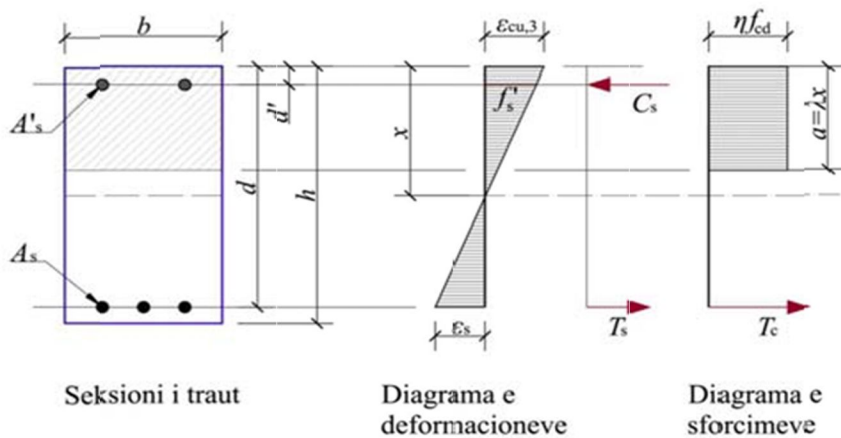


Figura 18.0- Projektimi i traut me prerje tërthore drejtëkëndore (burimi: EN1992-1-1 ,figura3.5)

Kur momenti i aplikuar tejkalon kapacitetin e seksionit, atëhere ky do të përballohet nga armatura në tërheqje dhe në shtypje. Për sa i përket forcës aksiale supozohet që ajo është e neglizhueshme për llogaritjen e elementëve në përkulje.

Në projektimin për një moment projektues M_{Ed} (d.m.th. projektimin e armaturës së sipërme dhe të poshtme), rezistenca efektive dhe pjesa e shtypur e betonit jepen nga ηf_{cd} dhe λ_x siç paraqitet dhe në figurën e mësipërme, ku:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{për } f_{ck} \leq 50MPa \quad (\text{shpr. 3.19 EN 1992-1-1})$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{për } 50 < f_{ck} \leq 90MPa \quad (\text{shpr. 3.20 EN 1992-1-1})$$

$$\eta = 1,0 \quad \text{për } f_{ck} \leq 50MPa \quad (\text{shpr. 3.21 EN 1992-1-1})$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{për } 50 < f_{ck} \leq 90MPa \quad (\text{shpr. 3.22 EN 1992-1-1})$$

ku x është lartësia e aksit neutral, λ është një faktor që përcakton lartësinë efektive të sipërfaqes në shtypje, dhe η është një faktor që përcakton soliditetin efektiv.

Vlera kufizuese e raportit të lartësisë së aksit neutral në gjendjen e fundit kufitare me lartësinë efektive të seksionit, $(x/d)_{lim}$, është shprehur si një funksion i raportit të momentit të rishpërndarë me momentin para rishpërndarjes, δ , si në vijim:

$$(x/d)_{lim} = (d - k_1) / k_2 \quad \text{për } f_{ck} \leq 50MPa \quad (\text{shpr. 5.10a EN 1992-1-1})$$

$$(x/d)_{lim} = (d - k_3) / k_4 \quad \text{për } f_{ck} > 50MPa \quad (\text{shpr. 5.10b EN 1992-1-1})$$

$$(x/d)_{lim} = (d - k_3) / k_4$$

Supozohet që nuk kemi rishpërndarje të momenteve, prandaj $\delta = 1$. Katër faktorët, k_1, k_2, k_3 dhe k_4 , janë përcaktuar si në vijim:

$$k_1 = 0.44 \quad 5.5(4) \text{ Shënim EN 1992-1-1}$$

$$k_2 = 1.25(0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu2}) \quad 5.5(4) \text{ Shënim EN 1992-1-1}$$

$$k_3 = 0.54 \quad 5.5(4) \text{ Shënim EN 1992-1-1}$$

$$k_4 = 1.25(0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu2}) \quad 5.5(4) \text{ Shënim EN 1992-1-1}$$

ku deformacioni i fundit (shkatërrimit), ϵ_{cu2} , është përcaktuar nga tabela 3.1 e EN 1992-1-1 si në vijim:

$$\epsilon_{cu2} = 0.0035 \quad \text{për } f_{ck} < 50MPa \quad (\text{tabela 3.1 EN 1992})$$

$$\epsilon_{cu2} = 2.6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4 \quad \text{për } f_{ck} \geq 50MPa \quad (\text{tabela 3.1 EN 1992})$$

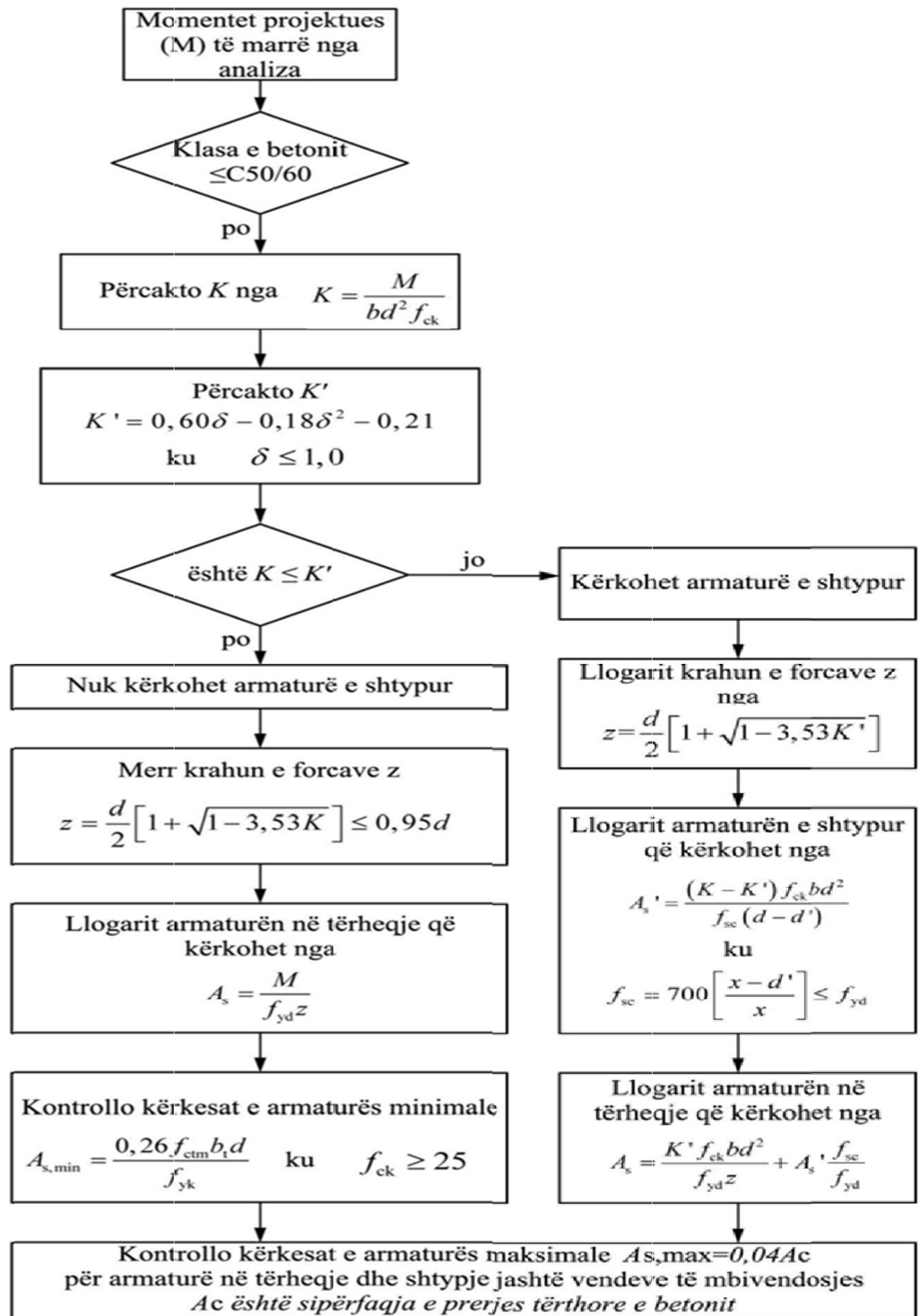


Figura 19.0 Procedura për përcaktimin e armaturës së traut me prerje tërthore drejtkëndore.

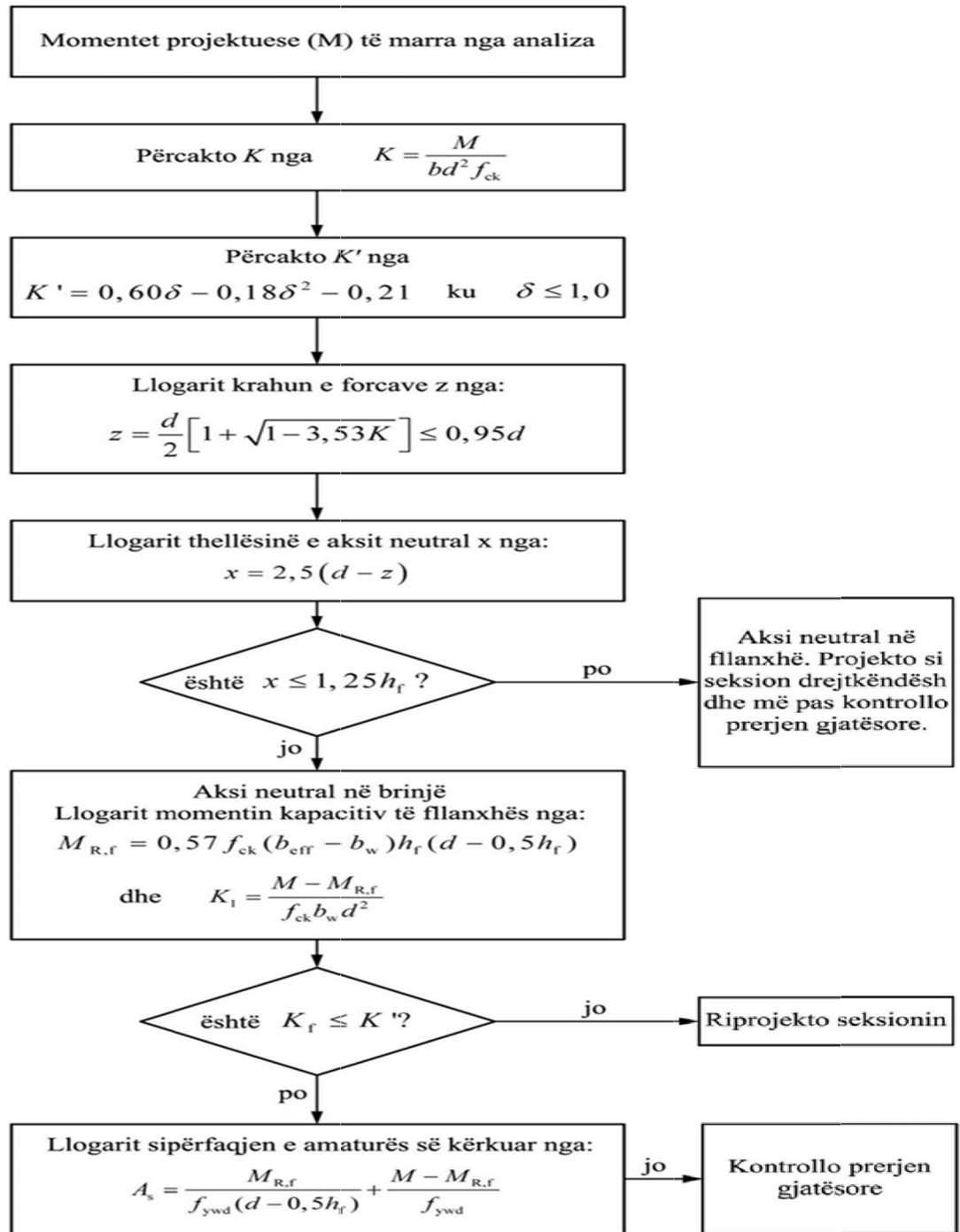


Figura 20.0- Procedura për përcaktimin e armaturës së trut me prerje tërthore T o se L

12.6 Verifikimi nga forcat transversal – POS T_1

Përcaktimi i rezistencës në prerje për elementët që nuk kërkojnë armaturëprojektimi për prerjen.

Forca prerëse, $V_{Rd,c}$, që mund të përballohet nga betoni pa patur nevojën e armaturëslllogaritet si në vijim:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_w d \quad (\text{shpr.6.2.a EN 1992})$$

Me një minimum prej:

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1\sigma_{cp}]b_w d \quad (\text{shpr.6.2.b EN 1992})$$

ku:

f_{ck} jepet në MPa

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0 \quad (d - \text{në [mm]}) \quad (6.2.2(1) \text{ EN 1992})$$

$$\rho_1 = A_{sl} / b_w d \leq 0.02 \quad (6.2.2(1) \text{ EN 1992})$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd} \quad (6.2.2(1) \text{ EN 1992})$$

Sipërfaqja efektive e prerjes, A_c , merret $b_w d$. Faktori $k_1 = 0,15$ dhe vlerat e $C_{Rd,c}$ dhe v_{min} janë përcaktuar si:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c \quad (6.2.2(1) \text{ EN 1992})$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (\text{shpr.6.3N EN 1992})$$

Përcaktimi i rezistencës në prerje për elementët që kërkojnë armaturëprojektimi për prerjen:

Për elementët me armaturë vertikale për prerjen rezistenca në prerje V_{Rd}

është më evogla nga:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s (z f_{ywd} \cot\theta) \quad (\text{shpr.6.8 EN 1992})$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (\text{shpr.6.9 EN 1992})$$

ku:

| | |
|-------------------|--|
| A_{sw} | sipërfaqja e prerjes-tërthore e armaturës ndaj prerjes |
| S | hapi i stafave |
| F_{ywd} | rezistenca e rrjedhshmërisë e projektimit e armaturës ndaj prerjes |
| v_1 | faktor reduktimi i rezistencës për betonin e plasaritur nga prerja |
| α_{cw} | merr parasysh gjendjen e sforcuar në kordën në shtypje |
| θ | këndi midis bjellës në shtypje dhe aksit të traut pingul me forcën prerëse |
| $\alpha_{cw} = 1$ | rekomandohet për struktura jo të paranderura. |

Faktori i reduktimit të soliditetit për betonin e plasaritur nga prerja, v_1 është përcaktuar si:

$$v_1 = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{ck} \quad (\text{shpr. 6.6N EN 1992})$$

[Mpa] (9.23)

$$z = 0.9d$$

Nëse përdredhja është e konsiderueshme d.m.th. $T_{ed} > T_{cr}$ ku T_{cr} është përcaktuar si :

$$T_{cr} = T_{Rd,c} (1 - (|V_{Ed}| / V_{Rd,c})) \quad (\text{shpr. 6.31 EN 1992})$$

dhe nëse kombinimi i ngarkesave përfshijnë ngarkesat sizmike, vlera e θ është 45° . Megjithatë, për raste të tjerë θ është optimizohet duke përdorur

$$\text{marrëdhënien vijuese: } (\cot \theta + \tan \theta) = 0.9 \alpha_{cw} v_1 f_{cd} / v_{Ed}$$

ku: $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

Përcaktimi i armaturës minimale dhe maksimale efektive për prerjen

Raporti minimal i armimit:

$$\rho_{w,min} = (0.08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (\text{shpr. 9.5N EN 1992})$$

Sipërfaqja maksimale efektive e prerjes tërthore e armaturës ndaj prerjes:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (\text{shpr. 6.12 EN 1992})$$

Në vazhdim do të japim në formë tabelare gjitha karakteristika e prerjes tërthore , ndikimet MTN nga kombinimi meritor i përcaktuar nga programi, sasi të e armaturës të llogaritura nga programi Tower 7për trarin të cilin e kemi përvetsuar për verifikim dhe dimesionim – Trari T_1.

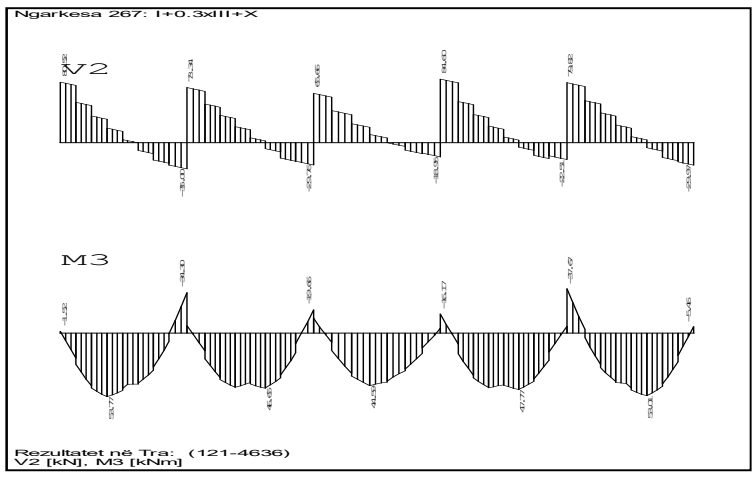
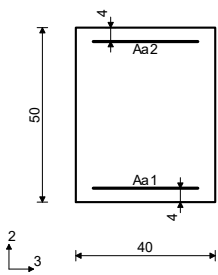


Figura 21.0 - Diagrama MTN - kombinimi meritor –comb 267 –Trari T_1.

Tra 6031-457
 EC 2 (EN 1992-1-1:2004)
 C 25 ($\gamma_c = 1.50$, $\gamma_s = 1.15$) [SP]
 S500N
 Modeli i plotë i ngarkesës



[cm]

Prerja 6-6 x = 0.00m

Ngarkesa kritike për përkuljen:
 1.00xI+1.00xIX
 N1d = 27.45 kN
 M2d = 0.00 kNm
 M3d = 86.91 kNm

Ngarkesa kritike për përdredhjen:
 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVIII
 M1d = 66.36 kNm

Ngarkesa kritike për prerjen: 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xV
 V2d = -117.45 kN
 V3d = 2.16 kN
 M1d = 60.83 kNm

$\epsilon_b/\epsilon_a = -2.352/25.000 \%$
 Aa1 = 4.82 + 1.82' = 6.64 cm²
 Aa2 = 12.70 + 1.82' = 14.52 cm²
 Aa3 = 0.00 + 2.38' = 2.38 cm²
 Aa4 = 0.00 + 2.38' = 2.38 cm²
 Aa,br = 5.78 cm²/m (m=2)
 *) - armaturë gjatësore shtesë në përdredhje.

Prerja 5-5 x = 7.00m

Ngarkesa kritike për përkuljen:
 1.00xI+0.30xII-1.00xIX
 N1d = 1.61 kN
 M2d = 0.00 kNm
 M3d = -231.82 kNm

Ngarkesa kritike për përdredhjen:
 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVIII
 M1d = -66.75 kNm

Ngarkesa kritike për prerjen: 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVI
 V2d = 105.51 kN
 V3d = -1.24 kN
 M1d = -62.77 kNm

$\epsilon_b/\epsilon_a = -3.500/18.632 \%$
 Aa1 = 4.74 + 1.83' = 6.57 cm²
 Aa2 = 12.50 + 1.83' = 14.33 cm²
 Aa3 = 0.00 + 2.40' = 2.40 cm²
 Aa4 = 0.00 + 2.40' = 2.40 cm²
 Aa,br = 5.53 cm²/m (m=2)

Prerja 4-4 x = 14.00m

Ngarkesa kritike për përkuljen:
 1.00xI+1.00xIX
 N1d = 12.48 kN
 M2d = 0.00 kNm
 M3d = 100.90 kNm

Ngarkesa kritike për përdredhjen:
 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVIII
 M1d = -70.51 kNm

Ngarkesa kritike për prerjen: 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVI
 V2d = 115.62 kN
 V3d = -1.17 kN
 M1d = -64.12 kNm

$\epsilon_b/\epsilon_a = -2.465/25.000 \%$
 Aa1 = 5.41 + 1.93' = 7.34 cm²
 Aa2 = 14.25 + 1.93' = 16.18 cm²
 Aa3 = 0.00 + 2.53' = 2.53 cm²
 Aa4 = 0.00 + 2.53' = 2.53 cm²
 Aa,br = 5.86 cm²/m (m=2)

Prerja 7-7 x = 17.92m

Ngarkesa kritike për përkuljen:
 1.35xI+1.50xIII+0.75xIV+0.90xV
 N1d = 3.05 kN
 M2d = 0.00 kNm
 M3d = 62.34 kNm

Ngarkesa kritike për përdredhjen:
 1.00xI+0.30xII+0.30xIX
 M1d = -13.22 kNm

Ngarkesa kritike për prerjen: 1.00xI+0.30xII+1.00xIX
 V2d = 26.88 kN
 V3d = 0.06 kN
 M1d = 12.68 kNm

$\epsilon_b/\epsilon_a = -1.874/25.000 \%$
 Aa1 = 3.24 + 0.36' = 3.60 cm²
 Aa2 = 0.00 + 0.36' = 0.36 cm²
 Aa3 = 0.00 + 0.47' = 0.47 cm²
 Aa4 = 0.00 + 0.47' = 0.47 cm²
 Aa,br = 0.00 cm²/m (m=2)

Prerja 3-3 x = 21.00m

Ngarkesa kritike për përkuljen:
 1.00xI+0.30xII+1.00xIX
 N1d = 11.84 kN
 M2d = 0.00 kNm
 M3d = 87.76 kNm

Ngarkesa kritike për përdredhjen:
 1.00xI+0.30xII+0.30xIX-1.00xX
 M1d = -57.77 kNm

Ngarkesa kritike për prerjen: 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVIII
 V2d = 80.86 kN
 V3d = -0.46 kN
 M1d = -45.31 kNm

$\epsilon_b/\epsilon_a = -2.380/25.000 \%$
 Aa1 = 4.68 + 1.58' = 6.27 cm²
 Aa2 = 12.35 + 1.58' = 13.93 cm²
 Aa3 = 0.00 + 2.08' = 2.08 cm²
 Aa4 = 0.00 + 2.08' = 2.08 cm²
 Aa,br = 4.12 cm²/m (m=2)

Prerja 2-2 x = 28.00m

Ngarkesa kritike për përkuljen:
 1.00xI+0.30xIII-1.00xIX
 N1d = -4.06 kN
 M2d = 0.00 kNm
 M3d = -248.06 kNm

Ngarkesa kritike për përdredhjen:
 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVIII
 M1d = -67.16 kNm

Ngarkesa kritike për prerjen: 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVI
 V2d = 100.35 kN
 V3d = -1.17 kN
 M1d = -61.98 kNm

$\epsilon_b/\epsilon_a = -3.500/20.351 \%$
 Aa1 = 7.64 + 1.84' = 9.48 cm²
 Aa2 = 13.30 + 1.84' = 15.14 cm²
 Aa3 = 0.00 + 2.41' = 2.41 cm²
 Aa4 = 0.00 + 2.41' = 2.41 cm²
 Aa,br = 5.35 cm²/m (m=2)

Prerja 1-1 x = 35.00m

Ngarkesa kritike për përkuljen:
 1.00xI+1.00xIX
 N1d = 27.67 kN
 M2d = 0.00 kNm
 M3d = 83.19 kNm

Ngarkesa kritike për përdredhjen:
 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVIII
 M1d = -66.33 kNm

Ngarkesa kritike për prerjen: 1.35xI+1.05xII+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVI
 V2d = 120.11 kN
 V3d = -1.97 kN
 M1d = -60.65 kNm

$\epsilon_b/\epsilon_a = -2.324/25.000 \%$
 Aa1 = 4.62 + 1.82' = 6.44 cm²
 Aa2 = 12.18 + 1.82' = 14.00 cm²
 Aa3 = 0.00 + 2.38' = 2.38 cm²
 Aa4 = 0.00 + 2.38' = 2.38 cm²
 Aa,br = 5.84 cm²/m (m=2)

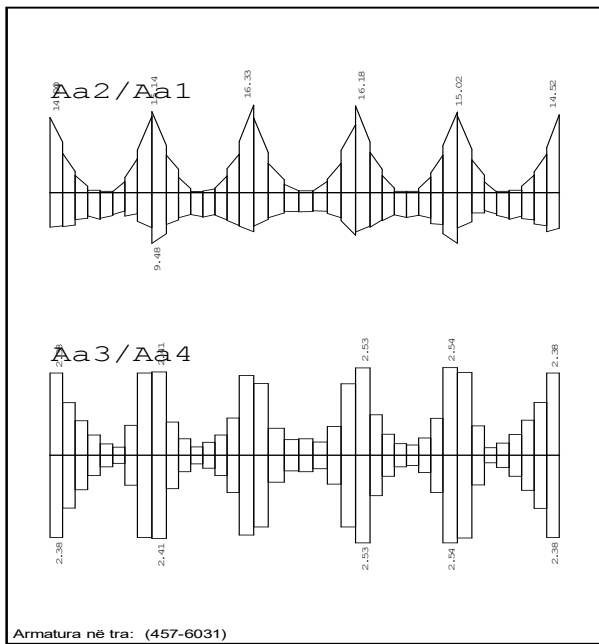


Figura 22.0 Paraqitja e sasive të armaturës , përkulje dhe prerje për trarët perimetrik (burimi: Tower 7)

12.7 Detajimi për duktilitet lokal – POS T_1

Rajonet kritike të traut: $h_{cr} = h_w = 50 = 40$ cm. Për të kënaqur duktilitetin lokal të rajoneve kritike të traut, këshillohet që të vendoset armaturë në zonën e shtypur prej jomë pak se sa gjysma e armaturës së vendosur në zonën e tërhequr, në shtesë të çdoarmature të shtypur që nevojitet për verifikimin e traut në ULS në situatën sizmike të projektimit. Kështu, këshillohet që një pjesë e armaturës së sipërme të prerjeve tërthore fundore të trarëve parësorë sizmike me seksion T ose L të vendoset jashtë gjerësisë së brinjës, por brenda gjerësisë efektive të flaxhës b_{eff} (EN 1998-1, 5.5.3.1.1(2)).

Gjithsesi për trarin POS T_1 armatura e sipërme është vendosur vetëm në brinjë dhe është marrë parasysh armatura e sipërme e soletës e vendosur brenda flaxhës.

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sd,y}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{shpr.5.11, EN 1998-1})$$

$$\mu_{\phi} = (2q_o - 1) \quad (T_1 > T_c) \quad (\text{shpr.5.4, EN 1998-1})$$

$$\mu_{\phi} = (2 \cdot 3.9 - 1) = 6.8 \quad (9.24)$$

$$\rho_{max} = 0.0025 + \frac{0.0018}{6.8 \cdot 0.002} \cdot \frac{16.7}{434.7} = 0.0025 + 0.00508 = 0.0075 \quad (9.25)$$

ρ' është raporti i armaturës së zonës së shtypur. Që të dyja, ρ_{max} dhe ρ' janë të normalizuara kundrejt bd , ku b është gjerësia e flaxhës së shtypur të traut.

$$A_{smax} = \rho_{max} \cdot b_{eff} \cdot d = 0.0075 \cdot 80 \cdot 45.0 = 27.0 \text{ cm}^2 \quad (9.26)$$

Armatura e vendosur në zonë të tërhequr duke përfshirë armaturën e soletës është më e vogël se A_{smax} .

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{tm}}{f_{sk}} \right) \quad (\text{shpr.5.12, EN 1998-1})$$

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{2.6}{500} \right) = 0.0026 \quad (9.27)$$

Sipërfaqja minimale e armaturës së zonës së tërhequr është:

$$\text{lartë} \quad A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d = 0.0026 * 80 * 0.9 * 50 = 9.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{poshtë} \quad A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d = 0.0026 * 40 * 0.9 * 50 = 4.68 \text{ cm}^2$$

Armatura e vendosur është më e madhe se minimumi. Në të gjithë gjatësinë e traut vazhdojnë $3\Phi 16$ mm të cilat kënaqin kërkesën e kërkuara.

Brenda rajoneve kritikë të trarëve parësorë sizmikë, janë vendosur stafa të mbyllura që plotësojnë kushtet vijuese.

a) Diametri d_{bw} i stafave të mbyllura është $8 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$.

b) Hapi, s , i stafave të mbyllura [mm] llogaritet si në vijim dhe merret 100mm:

$$s = \min\{ h_w / 4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \} \quad (\text{shpr. 5.13, EN 1998-1})$$

$$s = \min\{ 500 / 4; 24 \cdot 8; 225; 8 \cdot 16 \} = \min\{ 125; 192; 225; 128 \} \quad (9.29)$$

Gjitha kushtet për duktilitet lokal (DCM) janë plotësuar .

12.8 Inkastrimi dhe vazhdimet Trari POST_1

Gjatësia e inkastrimit për shufrat llogaritet në përputhje me shpr. (8.4) të EN 1992 1-1. Për ankorim brenda nyjës së jashtme tra-shtyllë, gjatësia e akorimit është:

Për shufrat me diametër 16 mm, $l_{bd} = 773$ mm

Për shufrat me diametër 20 mm, $l_{bd} = 966$ mm

Për ankorim në zona të tjera, gjatësia e akorimit është:

Për shufrat me diametër 16 mm, $l_{bd} = 644$ mm

Për shufrat me diametër 20 mm, $l_{bd} = 805$ mm

Brenda rajoneve kritike janë përdorur si armaturë tërthore stafa të mbyllura me ganxha 135° dhe me zgjatime me një gjatësi prej 80 mm .

Gjatësia e inkastrimit e shufrave të traut të ankoruara brenda nyjave tra-shtyllë matet nga një pikë e shufrës në një distancë 80 mm për shufrat me diametër $d_{bL} = 16$ mm dhe 100 mm për shufrat me diametër $d_{bL} = 20$ mm, brenda nga faqja e nyjës. \leq

Armatura gjatësore e traut, e kthyer për ankorim në nyja, është vendosur brenda stafave të mbyllura korresponduese të shtyllës, (EN 1998-1, 5.6.2.2(1)P).

Shprehja (5.50 a dhe b - EN 1998-1, 5.6.2.2) lidhur me kufizimin e diametrit të shufrave gjatësore që kalojnë nëpër nyjat tra-shtyllë, me qëllim për të ndaluar shkatërrimin e aderencës tregohet në vijim.

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1+0,8v_d}{1+0,75k_D \cdot \rho / \rho_{max}} \quad (\text{shpr. 5.50a, EN 1998-1})$$

$$\frac{2}{120} \leq \frac{7,5 \cdot 2,6}{1,0 \cdot 434,7} \cdot \frac{1+0,8 \cdot 0,442}{1+0,75 \cdot 0,667 \cdot \frac{0,0026}{0,0075}}$$

$$0,016 \leq 0,0507 \quad \text{kushti ploteson}$$

- h_c është gjerësia e kolonës paralel me shufrat;
- f_{ctm} është vlera mesatare e rezistencës në tërheqje e betonit;
- f_{yd} është vlera projektuese e rezistencës në rrjedhshmëri e çelikut;
- ν_d është forca aksiale e normalizuar projektuese në kolonë, e marrë me vlerën esaj minimale për situatën projektuese sizmike ($\nu_d = NEd/fcd \cdot Ac$);
- k_D është faktori që pasqyron klasën e duktilitetit të barabartë me 1 për DCH-në dhe me 2/3 për DCM-në;
- ρ' është raporti i shufrave të shtypura të traut që kalojnë nëpër nyja;
- ρ_{max} është raporti maksimal i lejuar i shufrave të tërhequra ;
- γ_{Rd} është faktori i pasigurisë së modelit për vlerën projektuese të rezistencës që merret i barabartë me 1,2 ose 1,0, përkatësisht për DCH-në ose DCM-në (shkaktuar nga mbirezistenca për shkak të fortësimin të shufrave gjatësore të çelikut në tra)

Shufrat gjatësore të traut janë vazhduara përtej rajoneve kritike. Kushtet e aderencës në rajonet e çernierës plastike (rajonet kritikë) janë shumë të pafavorshme dhe vazhdimet në këto rajone mund të rrezikojë rezistencën e traut.

Gjatësia e vazhdimin është llogaritur në përputhje me shprehjen (8.10) të EN 1992-1-1.

Hapi, s , i armaturës tërthore në zonën e vazhdimin është marrë 100 mm

$$s = \min \{h / 4; 100\} \quad (\text{shpr. 5.51, EN 1998-1})$$

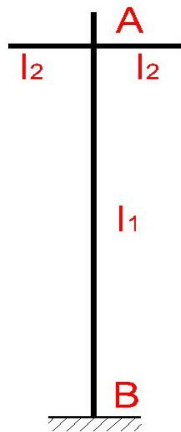
$$s = \min \{400 / 4; 100\} = 100 \text{ mm} \quad (9.31)$$

ku

h është përmasa minimale e prerjes tërthore (në milimetra)

13.0 Dimensionimi i shtyllës së përdhësës: PosS1 (RAMI 1-3) (55*55*600 cm)

Kombinimi meritor:



Komb.: 87 $1.35xI+1.5xIII+0.75xIV+0.9xVII$

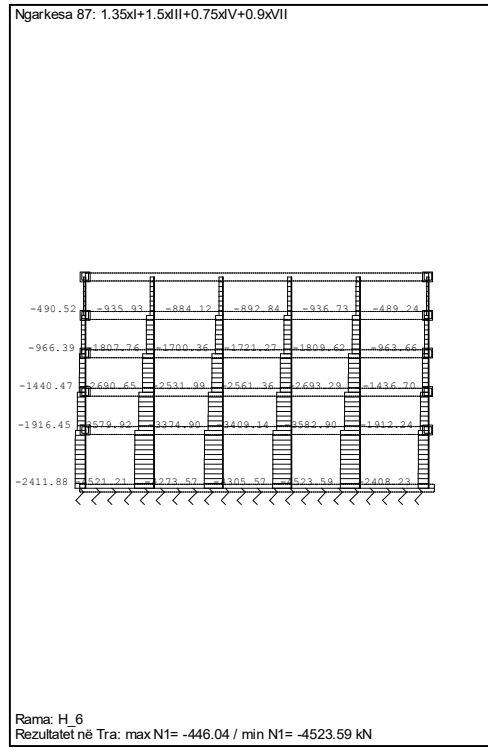
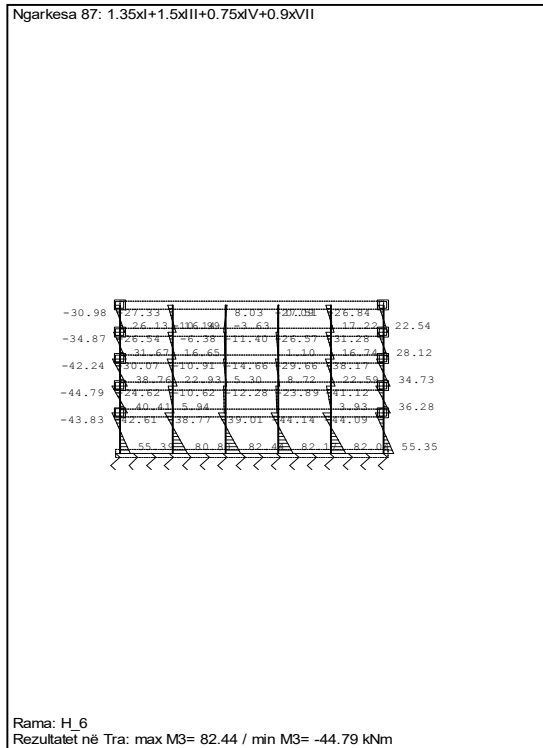
$$M_{sdB} = -80.80kNm \quad M_{sd,A} = -42.61kNm$$

$$V_{sd,B} = -20.57 kN \quad N_{sd} = -4521.21 kN$$

Komb.: 271 (nga seizmika) $I+0.3xIII-1xIX$

$$N_{sd} = -2417.64 kN$$

Fig 23.0 Skema statike e shtyllës



13.1 Përcaktimi i sasisë së armaturës gjatësore të shtyllës

Përcaktimi i sasisë së armaturës gjatësore të shtyllës bëhet duke u bazuar në diagramet e bashkëveprimit M-N. Pasi që në rastin tonë shtylla punon në shtypje me përkulje dyaksiale, do të tregojmë metodat e përafëruara që jep Paulay për llogaritjen në shtypje dhe përkulje dyaksiale:

- Metoda e superpozimit,
- Metoda e jashtëqendërsisë njëaksiale ekuivalente,
- Metoda e bazuar në përafërimit për formën e sipërfaqes së bashkëveprimit.

13.2 Përcaktimi i armaturës gjatësore me anën e kurbave plane të bashkëveprimit

Në llogaritjen e sipërfaqes së armaturës në shtylla me anën e kurbave plane, MOSLEY përmend këto mënyra:

- Duke përdorur grafikët e projektimit të gatshëm ose duke i ndërtuar kurbat e interaksionit M-N vetë projektuesi,
- Duke përdorur ekuacionet bazë të projektimit të seksionit të shtyllës,
- Duke përdorur metodën e përafërt

Në vazhdim do të trajtohet rasti kur kurbat e interaksionit M-N ndërtohen nga vetë projektuesi:

- Merren madhësi të ndryshme të lartësisë së aksit neutral, e cila në vetëvete karakterizon punën e elementit,
- Llogaritja e centroidës plastike të seksionit e cila nxirret duke bërë raportin e shumës së momenteve kundrejt një aksi të çfardoshëm me shumën e forcave të mbrendshme të seksionit:

- Llogaritja e deformimeve të seksionit dhe specifikiisht në pozicionet e armaturës:

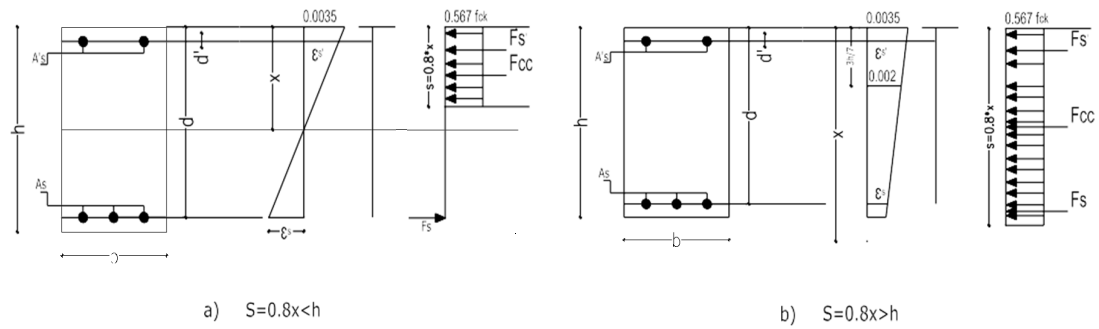


Fig.24.0 Prerja tërthore e shtyllës me lartësi të ndryshme të aksit neutral, deformimet dhe sforcimet që lindin në të

Në vazhdim do paraqesim veprimet të cilat qojnë në llogaritjen e sasisë së armaturës së shtyllës, e cila është përmbledhur me anën e bllok skemave të dhëna në vazhdim:

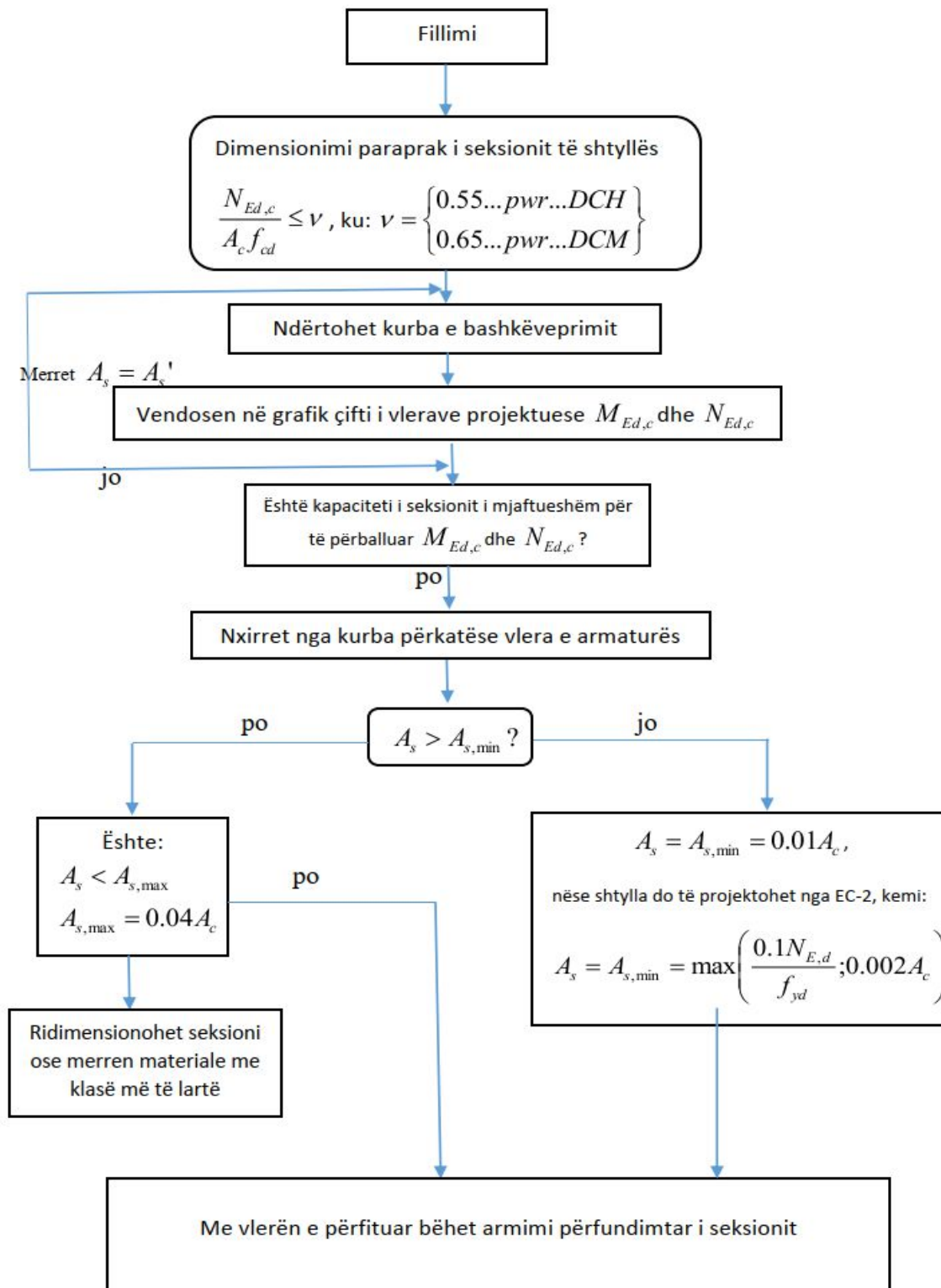


Figura 25.0 - Procedura e llogaritjes së armimit simetrik të seksionit të shtyllës.

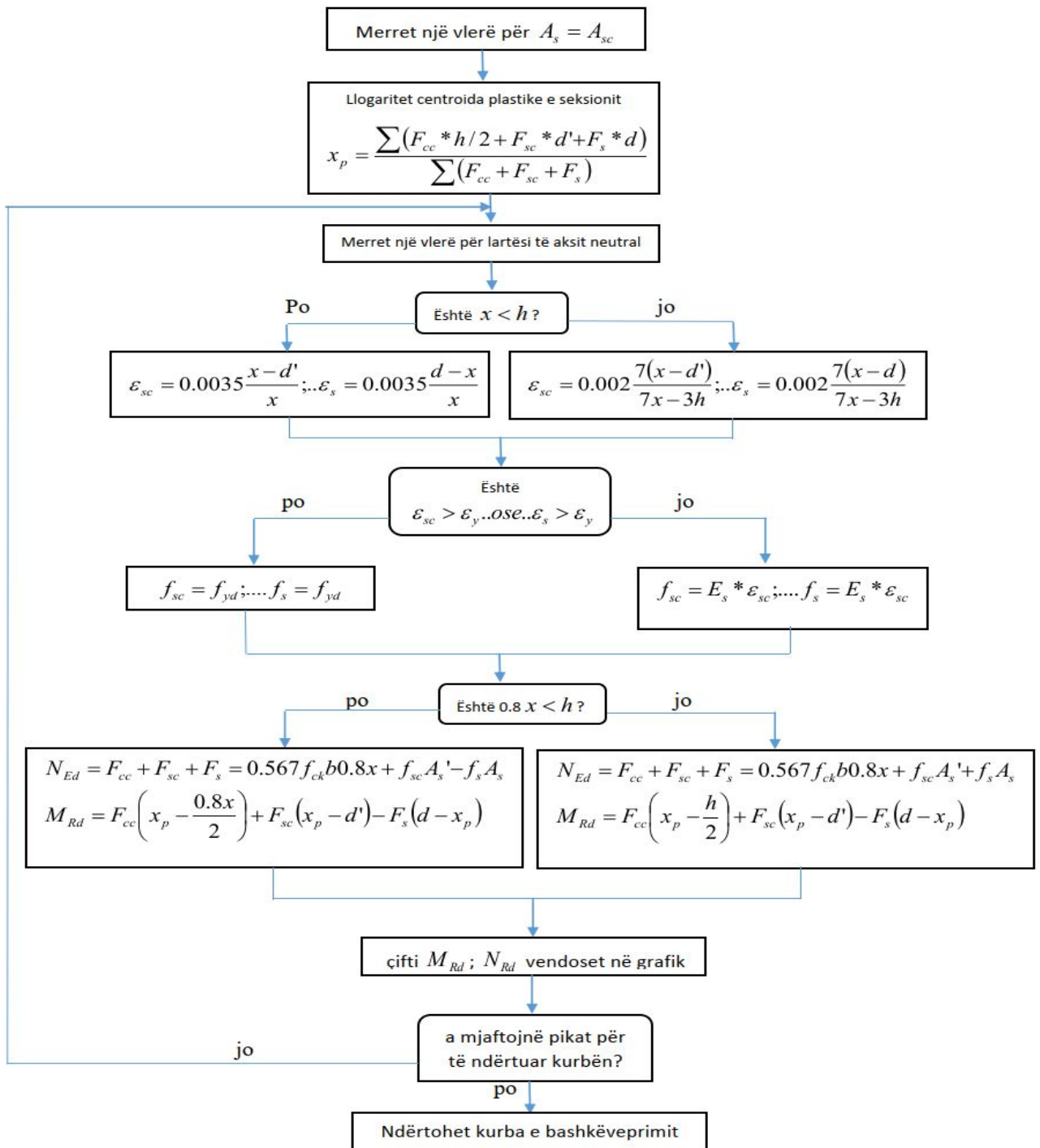


Figura 26.0 - Procedura për ndërtimin e kurbës së interaksionit të një seksioni drejtkëndor me armim simetrik.

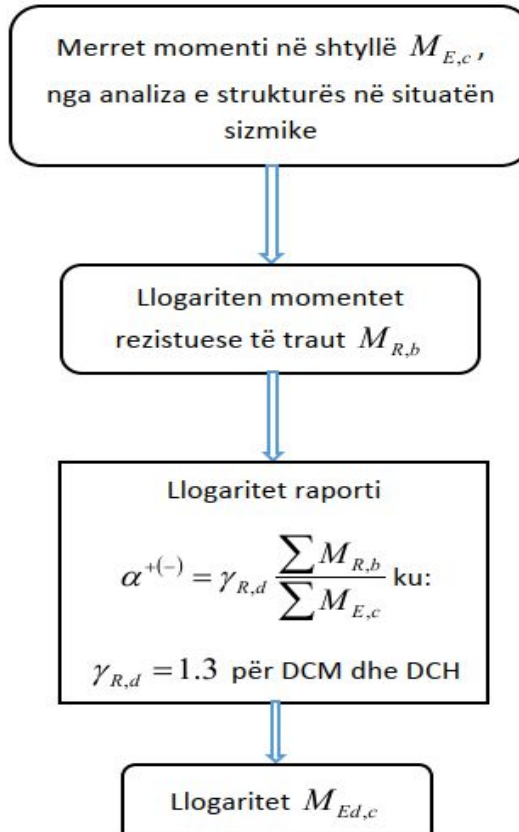


Figura 27.0 Procedura për llogaritjen e momentit projektues të shtyllës.

Gjithashtu, shtyllat e përzgjedhura janë llogaritur dhe dimensionuar me anë të softverit Tower 7, kështu në vazhdim do të paraqesim ndikimet statike, sipërfaqen e armaturës gjatësore, si dhe sipërfaqen e armaturës tërthore.

Në vazhdim janë paraqitur rastet meritorë për dimensionim të fituara nga analiza softverike e **Tower 7**:

Për shtyllën me prerje tërthore 55*55 cm, rasti meritor për dimensionim është

$$\text{Komb.: } 87 \quad 1.35 \times \text{I} + 1.5 \times \text{III} + 0.75 \times \text{IV} + 0.9 \times \text{VI}$$

Për shtyllën e përzgjedhur, në vazhdim do të paraqesim ndikimet statike, kurbën e interaksionit, si dhe sipërfaqet e nevojshme të armaturës gjatësore dhe asaj tërthore nga kombinimi

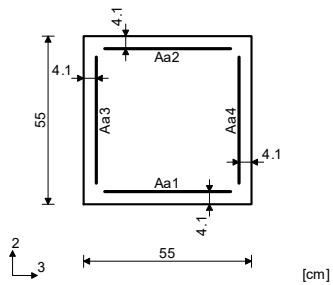
Tra 5880-3215

EC 2 (EN 1992-1-1:2004)

C 25 ($\gamma_C = 1.50$, $\gamma_S = 1.15$) [SP]

S500H

Modeli i plotë i ngarkesës



$$\begin{aligned} Aa1 &= 3.79 + 0.07 = 3.85 \text{ cm}^2 \\ Aa2 &= 3.75 + 0.07 = 3.82 \text{ cm}^2 \\ Aa3 &= 3.78 + 0.07 = 3.85 \text{ cm}^2 \\ Aa4 &= 3.75 + 0.07 = 3.81 \text{ cm}^2 \\ Aa,br &= 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (m=2) \end{aligned}$$

$$l_{i,2} = 6.00 \text{ m} \quad (\lambda_2 = 37.79)$$

$$l_{i,3} = 6.00 \text{ m} \quad (\lambda_3 = 37.79)$$

Strukturë jo-mekanizëm

Prerja 3-3 $x = 0.00\text{m}$

Ngarkesa kritike për përkuljen:

$$1.35xI + 1.50xII + 0.75xIV + 0.90xVII$$

$$N1d = -4459.95 \text{ kN}$$

$$M2d = 4.21 \text{ kNm}$$

$$M3d = -42.61 \text{ kNm}$$

Ngarkesa kritike për përdredhjen:

$$1.00xI + 0.30xIII + 1.00xIX$$

$$M1d = 2.66 \text{ kNm}$$

Ngarkesa kritike për prerjen: 1.00xI

$$+ 0.30xII + 0.30xIII - 1.00xX$$

$$V2d = -62.10 \text{ kN}$$

$$V3d = -14.50 \text{ kN}$$

$$M1d = -1.05 \text{ kNm}$$

$$e_b/e_a = -2.683/-1.208 \text{ ‰}$$

$$Aa1 = 2.28 + 0.07 = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$Aa2 = 2.26 + 0.07 = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$Aa3 = 2.28 + 0.07 = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$Aa4 = 2.26 + 0.07 = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$Aa,br = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (m=2)$$

) - armaturë gjatësore shtesë në përdredhje.

Prerja 2-2 $x = 4.00\text{m}$

Ngarkesa kritike për përkuljen:

$$1.35xI + 1.50xII + 0.75xIV + 0.90xVII$$

$$N1d = -4500.79 \text{ kN}$$

$$M2d = 4.80 \text{ kNm}$$

$$M3d = 39.66 \text{ kNm}$$

Ngarkesa kritike për përdredhjen:

$$1.00xI + 0.30xIII + 1.00xIX$$

$$M1d = 2.66 \text{ kNm}$$

Ngarkesa kritike për prerjen: 1.00xI

$$+ 0.30xII + 0.30xIII - 1.00xX$$

$$V2d = -62.10 \text{ kN}$$

$$V3d = -14.50 \text{ kN}$$

$$M1d = -1.05 \text{ kNm}$$

$$\Delta e_2 = 1.5 < e_0 > + 3.4 < e_{II} > = 4.9 \text{ cm}$$

$$|\Delta M_2| = 221.29 \text{ kNm}$$

$$\Delta e_3 = 1.5 < e_0 > + 3.4 < e_{II} > = 4.9 \text{ cm}$$

$$|\Delta M_3| = 221.29 \text{ kNm}$$

$$e_b/e_a = -3.500/0.403 \text{ ‰}$$

$$Aa1 = 12.52 + 0.07 = 12.59 \text{ cm}^2$$

$$Aa2 = 12.40 + 0.07 = 12.47 \text{ cm}^2$$

$$Aa3 = 12.50 + 0.07 = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$Aa4 = 12.40 + 0.07 = 12.46 \text{ cm}^2$$

$$Aa,br = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (m=2)$$

Prerja 1-1 $x = 6.00\text{m}$

Ngarkesa kritike për përkuljen:

$$1.35xI + 1.50xII + 0.75xIV + 0.90xVII$$

$$N1d = -4521.21 \text{ kN}$$

$$M2d = 5.10 \text{ kNm}$$

$$M3d = 80.80 \text{ kNm}$$

Ngarkesa kritike për përdredhjen:

$$1.00xI + 0.30xIII + 1.00xIX$$

$$M1d = 2.66 \text{ kNm}$$

Ngarkesa kritike për prerjen: 1.00xI

$$+ 0.30xII + 0.30xIII - 1.00xX$$

$$V2d = -62.10 \text{ kN}$$

$$V3d = -14.50 \text{ kN}$$

$$M1d = -1.05 \text{ kNm}$$

$$e_b/e_a = -2.899/-0.958 \text{ ‰}$$

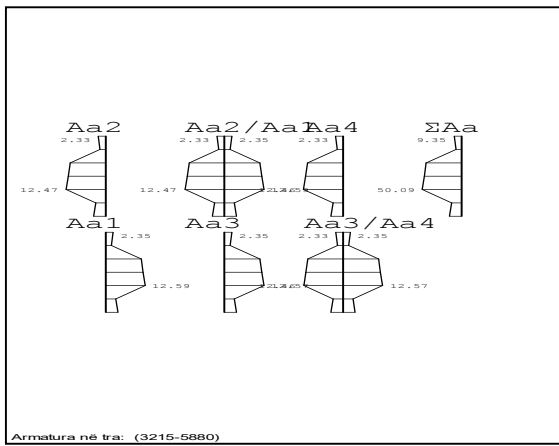


Fig.28.0 Paraqitja grafike e kurbës së interaksionit

Tra 5880-3215
 EC 2 (EN 1992-1-1:2004)
 C 25 ($\gamma_C = 1.50$, $\gamma_S = 1.15$) [SP]
 S500H
 Modeli i plotë i ngarkesës

Diagrama 3D e bashkëveprimit

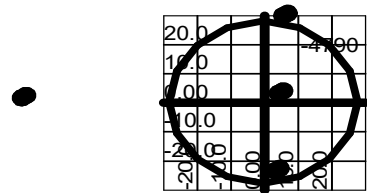
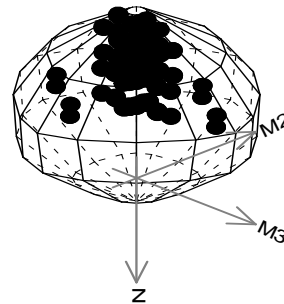
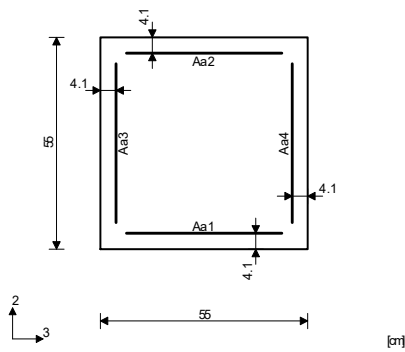


diagrama M2-M3 ($N1 = \text{const}$)

$l_{i,2} = 6.00 \text{ m}$ ($\lambda_2 = 37.79$)

$l_{i,3} = 6.00 \text{ m}$ ($\lambda_3 = 37.79$)

Strukturë jo-mekanizëm

Prerja 2-2 $x = 6.00 \text{ m}$

Ngarkesa kritike për përkuqjen: $1.35xI + 1.50xIII + 0.75xIV + 0.90xVII$

$N1d = -4521.21 \text{ kN}$

$M2d = 5.10 \text{ kNm}$

$M3d = 80.80 \text{ kNm}$

Ngarkesa kritike për përdredhjen: $1.00xI + 0.30xIII + 1.00xIX$

$M1d = 2.66 \text{ kNm}$

Ngarkesa kritike për prerjen: $1.00xI + 0.30xII + 0.30xIII - 1.00xX$

$V2d = -62.10 \text{ kN}$

$V3d = -14.50 \text{ kN}$

$M1d = -1.05 \text{ kNm}$

$\epsilon_b/\epsilon_a = -2.899/-0.958 \%$

$Aa1 = 3.79 + 0.07 = 3.85 \text{ cm}^2$

$Aa2 = 3.75 + 0.07 = 3.82 \text{ cm}^2$

$Aa3 = 3.78 + 0.07 = 3.85 \text{ cm}^2$

$Aa4 = 3.75 + 0.07 = 3.81 \text{ cm}^2$

$Aa,br = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($m=2$)

) - armaturë gjatësore shtesë në përdredhje.

13.3 Detajimi për duktilitet lokal (EN 1998-1, 5.5.3.2.2)

Armatura gjatësore maksimale dhe minimale:

Shtylla SH_1 (55/55)

$$A_{s,min} = 1\% \cdot A_c = 0.01 \cdot 55 \cdot 55 = 30.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 4\% \cdot A_c = 0.04 \cdot 55 \cdot 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} < A_{sc1} = 50.09 \text{ cm}^2 < A_{s,max}$$

Për shkak të detajimit, armatura e vendosur në zonën e sipërme të shtyllës C1, është e njëjtë si ajo e vendosur në zonën e poshtme të shtyllës SH_1, kështu që:

$$A_{sc1} = 50.09 \text{ cm}^2$$

Gjatësia e rajoneve kritike të shtyllës llogaritet:

$$l_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.5 h_c = 1.5 \cdot 55 = 82.5 \text{ cm} \\ \frac{l_{cl}}{6} = \frac{400}{6} = 66.66 \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right. \quad l_{cl}\text{-gjatesia e shtylles per DC M (duktilitet te mesem)}$$

hc-eshte dimensioni maksimal I prerjes terthore

Meqenëse $l_c / h_c = 600 / 55 = 10.9 > 3$, nuk vlenë, kështu që nuk aplikohet. (armimi si rajon kritik I shtyllës).

$$\mu_\phi = k[2q_0 - 1] \dots\dots (T_1 > T_c)$$

$$\mu_\phi = 1[2 \cdot 3.9 - 1] = 6.8$$

$k=1.0$, meqenëse është zgjedhur klasa C e çelikut. Nëse për vlerën e specifikuar të μ_ϕ nevojitet një deformacion i betonit më i madh se $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ në çfarëdo seksioni, kompenzimi për humbjen e rezistencës për shkak të shkëputjes

së betonit duhet të arrihet nëpërmjet shtrëngimit adekuat të bërthamës së betonit, bazuar në vetitë e betonit të shtrënguar në

EN 1992-1-1:2004, 3.1.9.

$$\alpha \cdot \omega_{\alpha d} \geq 30 \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (\text{shpr. 5.15, EN 1998-1})$$

Në vazhdim do të tregojmë llogarinë për shtyllën SH_1 :

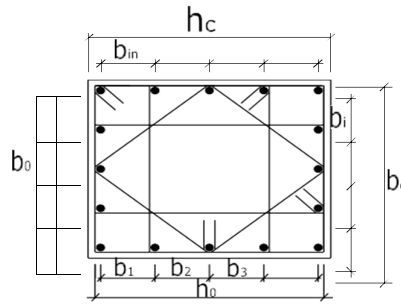


Fig.29.0 Armimi i prerjes tërthore të shtyllave.

13.4 Kërkesa dhe përcaktime normative për duktilitetin e kurbaturës:

Shtyllat e katit përdhësë Pos. SH_1

C-25/30, S-500N

Sipas EC-8 kërkesat për duktilitet kubature plotësohen nëse:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

$\omega_{wd} \rightarrow$ Raporti mekanik volumetrik i stafave shtanguese në zonat kritike të shtyllave

Përvetësojmë stafa Ø8/75 mm në zonën kritike:

$$b_0 = 55 - 2 \cdot \left(2.5 + \frac{0.8}{2}\right) = 49.2 \text{ cm}$$

$$h_0 = 55 - 2 \cdot \left(2.5 + \frac{0.8}{2}\right) = 49.2 \text{ cm}$$

$$b_i = 11.65 \text{ cm}$$

$$h_i = 11.65 \text{ cm}$$

$$C - 25/30 \rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.66 \text{ N/mm}^2$$

$$S - 500 \rightarrow f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{sd} = 1.0 \cdot I + 0.3 \cdot III - 1 \cdot IX = 2417.64 \text{ kN}$$

$$A_c = b_c \cdot h_c = 55 \cdot 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

$$A_0 = b_0 \cdot h_0 = 49.2 \cdot 49.2 = 2420.64 \text{ cm}^2$$

$$\nu_{sd} = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2417.64}{0.3025 \cdot 16.667 \cdot 10^3} = 0.399 < 0.65(DCM)$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_h \cdot f_{yd}}{V_0 \cdot f_{cd}}$$

Vëllimi i stafave shtrënguese:

$$V_h = (n \cdot b_0 + n \cdot h_0) \cdot \frac{3.14 \cdot \emptyset^2}{4} = (5 \cdot 49.2 + 5 \cdot 49.2 + 3 \cdot 13.25 + 3 \cdot 13.25) \cdot 0.5 = 285.75 \text{ cm}^3$$

Vëllimi i bërthamës së betonit: $V_0 = b_0 \cdot h_0 \cdot S = 49.5 \cdot 49.5 \cdot 7.5 = 18376.87 \text{ cm}^3$

$$\omega_{wd} = \frac{285.75}{18376.87} \cdot \frac{434.8}{16.66} = 0.326 > \omega_{min} = 0.08$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_i \frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} = 1 - \frac{8 \cdot 11.65^2 + 8 \cdot 11.65^2}{6 \cdot 2420.64} = 1 - \frac{2171.56}{14523.84} = 0.850$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{7.5}{2 \cdot 49.2}\right) \cdot \left(1 - \frac{7.5}{2 \cdot 49.2}\right) = 0.853$$

Faktori i efektivitetit të shtrëngimit α është i barabartë:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.850 \cdot 0.853 = 0.725$$

μ_\emptyset - është vlera e kërkuar e faktorit të duktilitetit të kurbaturës

$$\mu_\emptyset = 2 \cdot q_0 - 1 = 2 \cdot 3.9 - 1 = 6.8 \text{ për: } T_1 > T_c$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434.80}{200000} = 0.002174$$

$\varepsilon_{sy,d}$ - është vlera projektuese e çelikut në tërheqje në rrjedhshmëri

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\emptyset \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

$$0.725 \cdot 0.326 \geq 30 \cdot 6.8 \cdot 0.399 \cdot 0.002174 \cdot \frac{55}{49.2} - 0.035$$

$0.236 > 0.155$ **Kushti plotësohet**

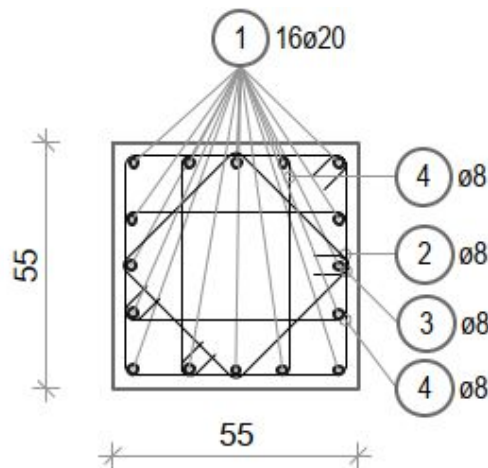


Fig.30.0 Armimi i prerjes tërthore të shtyllës

14.0 Nyja tra-shtyllë , verifikimi i rezistencës

Sipas EN 1998-1, 5.5.3.3(1)P, diagonalja e shtypur e shkaktuar në nyje nuk duhet të kalojë rezistencën në shtypje të betonit në prani të deformimeve tërthore tërheqëse. Në nyjen tra-shtyllë (J1) kjo kërkesë kënaqet nga rregulli (5.33 të EN 1998-1):

$$V_{jhd} \leq \eta * f_{cd} * \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta} * b_j * h_{jc}}$$

(shpr. 5.33, EN 1998-1)

$$\eta = 0.6(1 - f_{ck} / 250) = 0.6 \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0.54, \text{ ku:}$$

v_d - është forca aksiale e normalizuar në shtyllë sipër nyjës,

h_{jc} - është distanca midis shtresave ekstreme të armaturës së shtyllës,

$$b_j = \min\{b_c; (b_w + 0.5 * h_c)\} = \min\{40; (40 + 0.5 * 50)\} = 40 \text{ cm}$$

V_{jhd} - jepet nga shprehja 5.22 e 1998-1

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} * (A_{s1} + A_{s2}) * f_{yd} - V_c, \text{ ku:}$$

$A_{s1} = 16.33 \text{ cm}^2$ - është sipërfaqja e armaturës së zonës së sipërme të trarit,

$A_{s2} = 9.48 \text{ cm}^2$ - është sipërfaqja e armaturës së poshtme të trarit

$V_c = 92.45 \text{ kN}$ - është forca prerëse në shtyllë sipër nyjës, nga analiza në situatën sizmike të projektimit,

$\gamma_{Rd} = 1.2$ - është një faktorë i cili merr parasysh mbirezistencën për shkak të fortësimit të

Çelikut.

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} * (A_{s1} + A_{s2}) * f_{yd} - V_c = 1.2(16.33 + 9.48) * 43.478 - 92.45 = 1254.15 \text{ kN}$$

Forca prerëse në nyje duhet t'i korespondojë drejtimit më të pafavorshëm të veprimit sizmik, i cili ndikon në vlerat e As_1 , As_2 , V_C .

Këto vlera do t'i paraqesim në vazhdim:

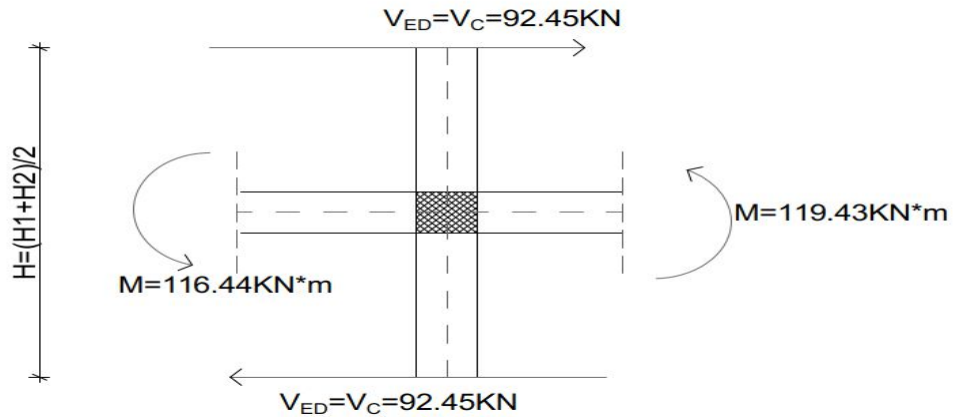


Fig.31.0 Forca prerëse mbi nyje (veprimi sizmik vepron nga ana e majtë në të djathtë)

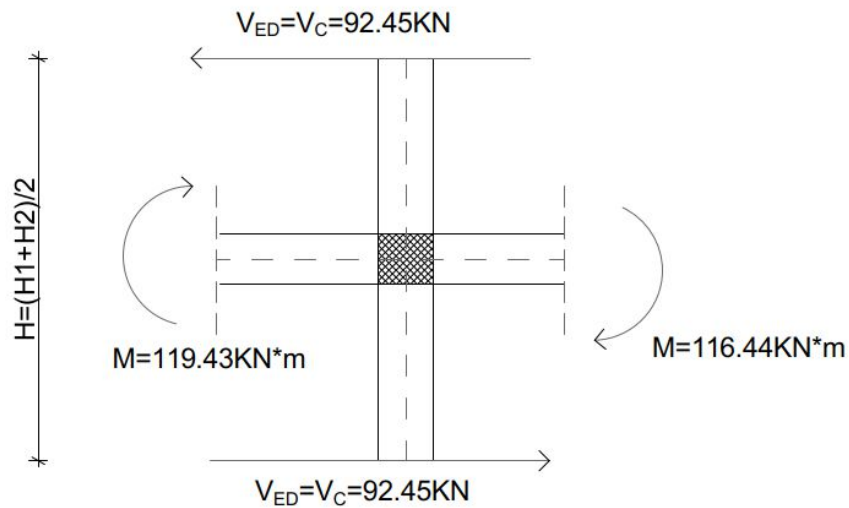


Fig.32.0 Forca prerëse mbi nyje (veprimi sizmik vepron nga ana e djathtë në të majtë)

Me qëllim që të kufizohet nderja diagonale maksimale në tërheqje e betonit $\max \sigma_{ct}$, mbrenda vlerës f_{cd} , duhet të sigurohet realizimi i shtrëngimit si horizontal ashtu edhe vertikal i nyjës.

Kjo arrihet me vendosjen e stafave të mbyllura horizontale me diametër jo më pak se 6mm mbrenda nyjës:

$$\frac{A_{sh} * f_{ywd}}{b_j * h_{jv}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j * h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d * f_{cd}} - f_{ctd} \quad (\text{shpr. 5.35 EN 1998-1})$$

Keshtu sipërfaqja e armaturës horizontale e nyjes është:

$$A_{sh} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Ska nevjë për armaturë horizontale në nyjë, por prap se prap në detalin e armimit të shtyllës armatura horizontale është e vendosur në mënyrë konstruktive.

14.1 Verifikimi i rezistencës relative të trarëve dhe shtyllave (EN 1998-1, 4.4.2.2(4))

Verifikimi është bërë për nyjen N1 ndërmjet trarëve B1, B2 dhe shtyllave C1 dhe C2. Vlera minimale e kapacitetit të momentit përkulës të shtyllave lart dhe poshtë për rastin e veprimit sizmik, të redukuara për 30% për të marrë parasysh thjeshtimin nga përkulja biaksiale në atë njëaksiale (EN 1998-1, 5.5.3.2.1(2)) është:

$$\frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Edc}} \geq 1.3$$

Sipas EN 1998-1, 5.5.2.2(1), 4.4.2.3(4), këshillohet që momentet në përkulje të shtyllave të nxjerra nga analiza të shumëzohen nga faktori i amplifikimit, me qëllim që të kënaqen kërkesat e projektimit sipas kapaciteteve (projektimi shtyllë e fortë-tra i dobët):

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Edc}} = 2.34$$

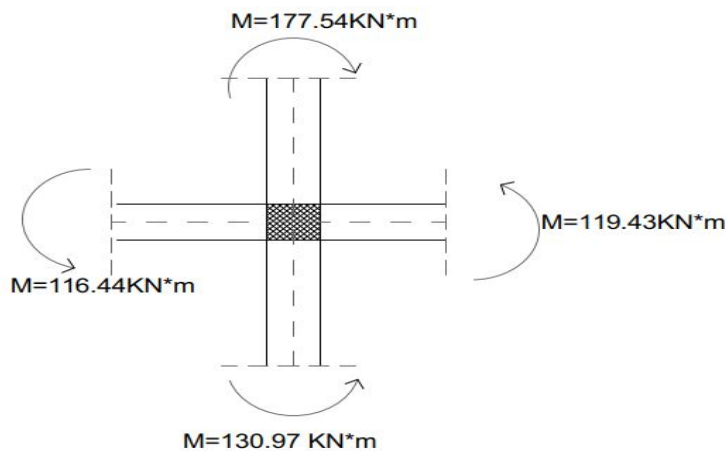


Fig.33.0 Verifikimi i rezistencës të trarëve dhe shtyllave (projektimi sipas kapaciteteve)

$$\frac{\sum M_{rb}}{\sum M_{edc}} = 1.3 = \frac{178.54 + 131.2}{119.43 + 116.44} = 1.32 \geq 1.3$$

15.0 Verifikimet gjeometrike dhe në përkulje – Muri ndaj prerjes POS M-1

Muri 1 është marrë nga aksi B-1 siç tregohet në figurë.

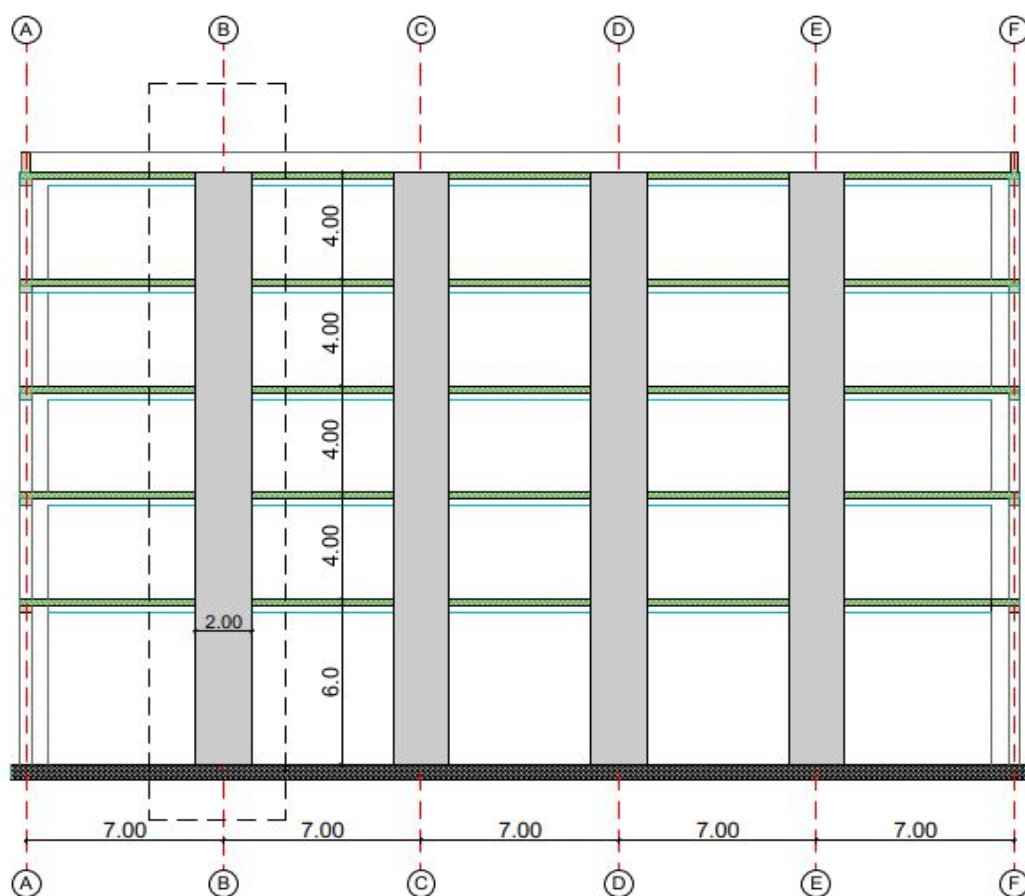


Fig.33.0 Verifikimi i rezistencës të trarëve dhe shtyllave (projektimi sipas kapaciteteve)

15.1 Dimensionimi i murit M1

15.2 Efektet projektuese të veprimit

Meqenëse muri është i përkulshëm ($h_w/l_w = 23.20/2.0 > 2$) pasiguritë në lidhje me shpërndarjen e momentit përgjatë lartësisë së murit janë marrë parasysh sipas EN1998-1, 5.4.2.4 (4)

Sipas EN1998-1,5.4.2.4 (5), mbështjellësja e diagramës së momentit përkulës e nxjerrë nga analiza, zhvendoset “me tërheqje” vertikalisht (“tension shift”). Mbështjellësja supozohet të jetë lineare, duke qenë se struktura nuk shfaq pavazhdueshmëri domethënëse të masës, ngurtësisë ose rezistencës në lartësinë e saj.

Momentet përkulëse projektuese të veprimit sizmik që veprojnë në mure duktile merren nga analiza duke marrë në konsideratë kombinimet e komponentëve të veprimit sizmik (EN 1998-1, 4.3.3.5), kombinimet e veprimit sizmik me veprimet e tjera (EN 1998-1, 3.2.4). Situata projektuese zgjedhen ato prej të cilave efektet e veprimit, ($M_{E,3-3}$, $M_{E,2-2}$, N_E), të këtyre shtyllave marrin vlera më të mëdha.

Muri i përzgjedhur W1 është llogaritur dhe dimensionuar nga softveri Tower 7 , kështu që në vazhdim do të paraqesim të dhënat nga llogaritja e murit W1 :

- Ndikimet statike
- Sipërfaqen e armaturës gjatësore
- Sipërfaqen e armaturës tërthore

Kufizimet gjeometrike EN 1998-1, 5.5.1.2.3

Trashësia e brinjës, b_{w0} , (në metra) kënaq kërkesën (2).

$$b_{w0} \geq \max\{0.15; h_s/20\}$$

$$b_{w0} = 0.20 \geq \max\left\{0.15; \frac{400}{20}\right\} = \max\{0.15; 0.20\}$$

Lartësia e rajonit kritik h_{cr} sipër bazës së murit vlerësohet:

$$h_{cr} = \max(l_w; h_w/6) \quad (\text{shpr. 5.19a, EN 1998-1})$$

$$h_{cr} \leq \min(2l_w; h_{katit}) \text{ për } n \leq 6 \text{ kate}$$

$$h_{cr} = \min(4.0; 4.0) = 4.0 \text{ m}$$

$$l_c = \min\{0.15 l_w; 1.5 * b_w\} = \min\{0.3; 0.6\}$$

$$l_c = 60 \text{ cm } b_w = 35 \text{ cm}$$

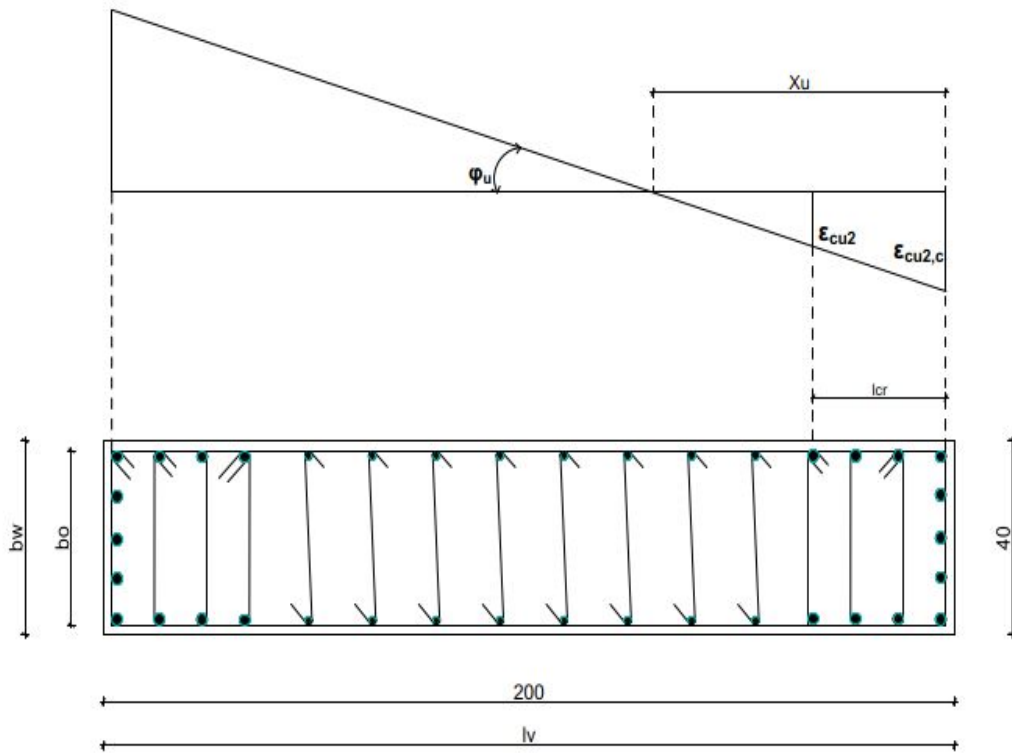


Fig 34.0 Dimensionet dhe prerja tërthore e murit

Armatura në brinjë (faqe) të murit

Përv. $2 \cdot \varnothing 8 / 200$ mm,

$$A_v = 500.00 \text{ (mm}^2/\text{m)}$$

$$\rho_{v,prov} = \frac{A_v}{1 \cdot b_w} = 0.25 \% < \rho_{v,min} = 0.20 \% \text{ – përqindja minimale e armimit}$$

$$\rho_{v,max} = 4.0 \% \text{ – përqindja maximale e armimit}$$

Hapi maksimal i armaturës gjatësore për duktilitet të mesem DCM

$$s_v(\text{mm}) = \min\{3b_{w0}; 400\} = 400 \text{ mm}$$

Krahu i forcave të mbrendshme:

$$Z(\text{m}) = 0.8 \cdot l_w = 1.6 \text{ m}$$

$$d(\text{m}) = 0.9 \cdot l_w = 1.8 \text{ m-gjatësia efektive e prerjes}$$

$$d_1(\text{m}) = 0.1 \cdot l_w = 0.2 \text{ m – distanca e armaturës nga këndi(qoshi)}$$

$$\frac{d_1}{d} = 0.11$$

Kontrollimi i forcës së normalizuar aksiale

$$v_d = \frac{N_E}{b_w \cdot l_w \cdot f_{cd}} = \frac{1810.79}{0.40 \cdot 2.0 \cdot 2.0} = 0.113 < 0.4 \quad (DCM)$$

Raporti: $h_w/l_w=23.2/2.0=11.6 > 2$ muri është i përkulshëm

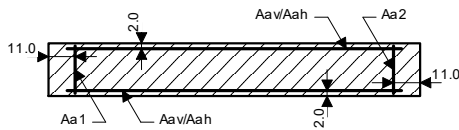
Sipërfaqja minimale e kërkuar e armatures gjatësore ne muri:

$$A_{smin} = 0.004 \cdot b \cdot d = 0.004 \cdot 40 \cdot 200 = 32 \text{ cm}^2$$

Përvetësohen: **16 ϕ 16 + 10 ϕ 12**

Rama: H 7 Muri 1

EC 2 (EN 1992-1-1:2004)
C 25 ($\gamma_C = 1.50$, $\gamma_S = 1.15$) [SP]
Armatura në cepa S500N
Armatura gjatësore S500N
Modeli i plotë i ngarkesës



$$b/d = 40/200 \text{ cm} \quad A_b = 8000 \text{ cm}^2$$

Ngarkesa kritike për prerjen:

I+0.30xII+0.30xIII-1.00xIX

Md = -1810.79 kNm

Nd = -59.98 kN

Td = -1555.83 kN

Ngarkesa kritike për prerjen:

I+0.30xII+0.30xIII+1.00xIX

Md = -2224.48 kNm

Nd = -2010.13 kN

Td = -416.23 kN

$\epsilon_b/\epsilon_a = -2.575/25.000 \text{ ‰}$

Aa1 = 14.23 cm² (min:13.20)

Aa2 = 14.23 cm² (min:13.20)

Aav = ± 3.00 cm²/m (min: ± 3.00)

Aah = ± 8.95 cm²/m (min: ± 4.00)

Diagrama 3D e bashkëveprimit

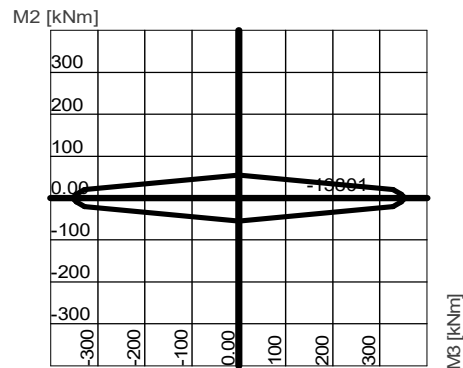
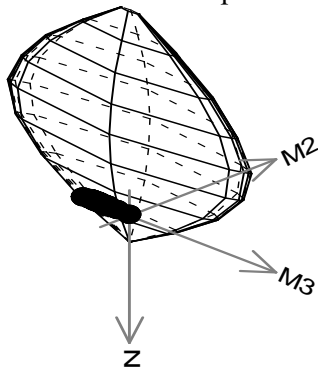


diagrama M2-M3 (N1 = const)

15.2 Llogaritja e armatures nga forca prerëse V_d

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed}$$

ε -faktori korrektues (zmadhues) për DCM $\rightarrow \varepsilon=1.5$

$$V_{Ed} = 1.5 \cdot 416.23 = 624.345 \text{ kN}$$

Muri ndaj prerjes : Verifikimi në prerje

Shkatërrimi i diagonales së shtypur të brinjës për shkak të 5.5.3.4.2

a) jashtë rajonit kritik ($z = 0,8l_w$, $\tan\theta = 1$):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (\text{shpr.6.9, EN 1992-1-1})$$

$$v_1 = 0.6[1 - f_{ck}/250] \quad (\text{shpr.6.6, EN 1992-1-1})$$

$$v_1 = 0.6 \left[1 - \frac{25}{250} \right] = 0.54$$

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 400 \cdot 0.8 \cdot 2000 \cdot 0.54 \cdot 20 / (1 + 1) = 3456.00 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed}$$

b) në rajonin kritik

40% e vlerës jashtë rajonit kritik.

$$V_{Rd,max} = 0.4 \cdot 3456.0 = 1382.40 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 0.4 \cdot \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed}$$

$$V_{Rd,max} = 0.4 \cdot 1 \cdot 400 \cdot 0.8 \cdot 2000 \cdot 0.54 \cdot \frac{20}{1+1} = 1382.4 \text{ kN}$$

Shkatërrimi i diagonales së tërhequr të brinjës

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} \cdot l_w} = 2224.48 / (624.345 \cdot 2.00) = 1.781$$

a) Verifikimi i shufrave horizontale të brinjë

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot \alpha_s \cdot l_w$$

Shufrat horizontale janë marrë me diameter 8 mm me hap $s_h = 200 \text{ mm}$

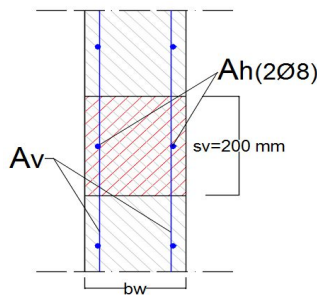


Fig.35.0.Pervetësimi i armaturës-shufrat horizontale të murit

Rezistenca në prerje e betonit është:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] \cdot b d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k_1 = 0.15$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1800}} = 1.33 < 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b d} = \frac{14.23}{40 \cdot 180} = 0.0019$$

$$\sigma_{cp} > 0.2 * f_{cd} = 0.2 * 20 = 4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{201013}{8000} = 0.251 \text{ Mpa} < 0.2 * f_{cd} = 4 \text{ Mpa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 * 1.33 * (100 * 0.0019 * 25)^{\frac{1}{3}} + 0.15 * 0.251 \right] \cdot 400 \cdot 1800 = 685.0 \text{ kN}$$

Rezistenca në prerje e shufrave horizontale të brinjës është:

$$0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot \alpha_s \cdot l_w$$

$$\rho_h = \frac{A_h}{b_{w0} s_h} = \frac{100}{200 \cdot 200} = 0.0025$$

Ah është sipërfaqja e dy shufrave horizontale me diametër 8 mm, të cilat janë brenda

hapit $s_h = 200$ mm

$$0.75 \cdot 0.0025 \cdot 434.8 \cdot 400 \cdot 1.78 \cdot 2000 = 1160.91 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{w0} \cdot \alpha_s \cdot l_w = 1845.91 > V_{Ed}$$

Plotësohet kushti.

16.0 Dimensionimi i themel pllakës

Pllaka e themelit $t=60\text{cm}$

C25/30, S500N

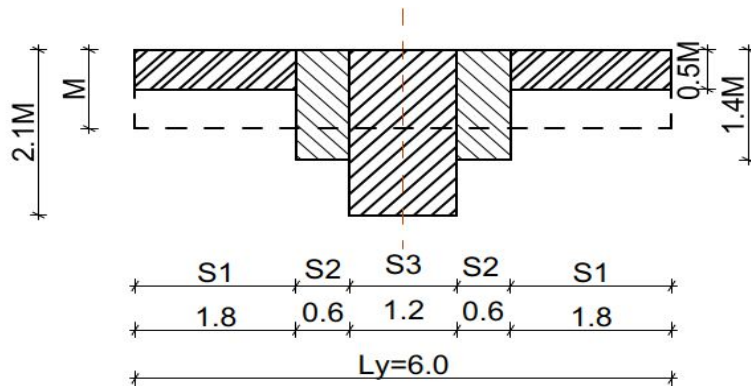
Dimensionimi

Drejtimi x-x Mx

Mbeshtetesi zona e poshtme

$M_{sd,mb.}=411.42\text{ kNm}$, $d=h-d_1=60-5=55\text{cm}$

Shperndarja e momenteve negative ne shirit.



Mbi mbeshtetes

Shiriti S1 $M_{s1}=0.5*M=-0.5*411.42=205.71\text{KNm/m}$

Shiriti S2 $M_{s2}=1.4*M=-1.4*411.42=575.98\text{KNm/m}$

Shiriti S3 $M_{s3}=2.1*M=-2.1*411.42=863.9\text{KNm/m}$

Dimensionimi

Mbeshtetesi B S3

$M_{sd}=863.9\text{KNm/m}$ $d=h-d_1=60-5=55\text{cm}$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot a \cdot f_{cd}}}} = \frac{55.0}{\sqrt{\frac{863.9}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 2.444 \quad k_z = 0.905$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{863.9 \cdot 100}{0.905 \cdot 55 \cdot 43.47} = 39.95\text{cm}^2$$

Pervetsoj $\emptyset 25/12$

$$A_{sl} = \frac{A_s \cdot l}{sl} \cdot b = \frac{39.95 \cdot 100}{12} = 40.91\text{cm}^2$$

Mbeshtetesi B S2

$$M_{sd} = 575.98 \text{ KNm/m} \quad d = h - d_1 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{55}{\sqrt{\frac{575.98}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 2.98 \quad k_z = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{575.9 \cdot 100}{0.99 \cdot 55 \cdot 43.47} = 24.33 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø25/20

$$A_{s1} = \frac{A_s \cdot l}{s} \cdot b = \frac{4.91 \cdot 100}{20} = 24.55 \text{ cm}^2$$

Mbeshtetesi B S1

$$M_{sd} = 205.71 \text{ KNm/m} \quad d = h - d_1 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{55}{\sqrt{\frac{205.71}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 5.0 \quad k_z = 0.956$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{205.71 \cdot 100}{0.956 \cdot 55 \cdot 43.47} = 9.000 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø16/20

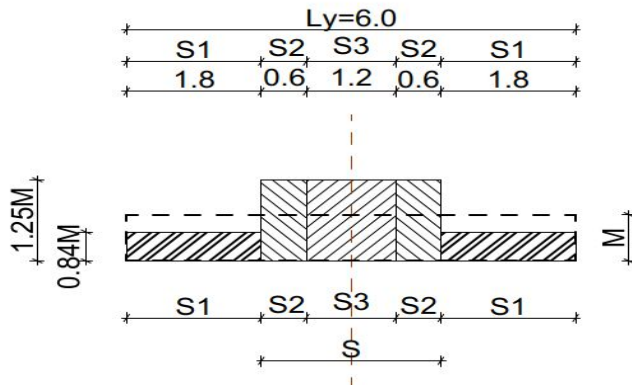
$$A_{s1} = \frac{A_s \cdot l}{s} \cdot b = \frac{2.01 \cdot 100}{20} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Drejtimi x-x Mx

Fusha zona e poshtme

$$M_{sd, fush.} = -305.72 \text{ kNm}, \quad d = h - d_1 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

Shperndarja e momenteve pozitive ne shirit.



Ne fushe

$$\text{Shiriti S1} \quad M_{s1} = -0.84 \cdot M = 0.84 \cdot 305.72 = -256.8 \text{ KNm/m}$$

$$\text{Shiriti S} \quad M_s = -1.25 \cdot M = 1.4 \cdot 305.72 = -382.15 \text{ KNm/m}$$

Drejtimi x-x

Fushe zona e poshtme

Shiriti S

$$M_{sd} = -382.15 \text{ KNm/m} \quad d = h - d_1 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{55}{\sqrt{\frac{382.14 \cdot 100}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 3.669 \quad k_z = 0.937$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{382.14 \cdot 100}{0.937 \cdot 55 \cdot 43.47} = 17.05 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø16/10

$$A_s^l = \frac{A_s \cdot l}{s_l} \cdot b = \frac{2.01 \cdot 100}{10} = 20.1 \text{ cm}^2$$

Fushe zona e poshtme

Shiriti S1

$$M_{sd} = -256.8 \text{ KNm/m} \quad d = h - d_1 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{55}{\sqrt{\frac{256.8 \cdot 100}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 3.669 \quad k_z = 0.950$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{256.8 \cdot 100}{0.950 \cdot 55 \cdot 43.47} = 11.30 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj Ø16/15

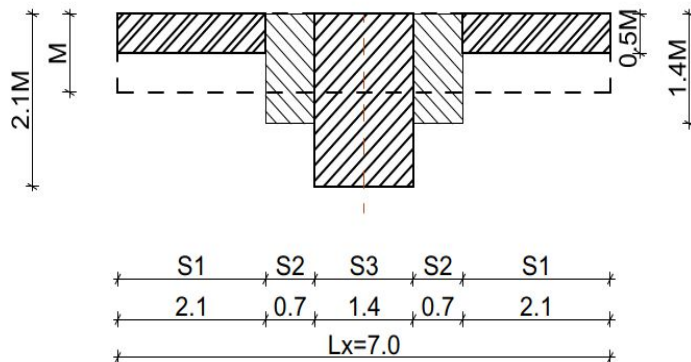
$$A_s^l = \frac{A_s \cdot l}{s_l} \cdot b = \frac{2.01 \cdot 100}{15} = 13.4 \text{ cm}^2$$

Drejtimi y-y My-y

Mbeshtetesi zona e poshtme

$$M_{sd,mb.} = 440.15 \text{ kNm}, \quad d = h - d_1 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

Shperndarja e momenteve negative ne shirit.



Mbi mbeshtetes

$$\text{Shiriti S1} \quad M_{s1}=0.5*M=0.5*440.15=220.07\text{KNm/m}$$

$$\text{Shiriti S2} \quad M_{s2}=1.4*M=1.4*440.15=616.21\text{KNm/m}$$

$$\text{Shiriti S3} \quad M_{s3}=2.1*M=2.1*440.15=924.32\text{KNm/m}$$

Dimensionimi

Mbeshtetesi B S3

$$M_{sd}=924.32\text{KNm/m} \quad d=h-d_1=60-5=55\text{cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{55.0}{\sqrt{\frac{924.32}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 2.360 \quad k_z = 0.897$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{924.32 \cdot 100}{0.897 \cdot 55 \cdot 43.47} = 43.10\text{cm}^2$$

Pervetsoj Ø25/10

$$A_s^l = \frac{A_s \cdot l}{s} \cdot b = \frac{4.91 \cdot 100}{10} = 49.1\text{cm}^2$$

Mbeshtetesi B S2

$$M_{sd}=616.21\text{KNm/m} \quad d=h-d_1=60-5=55\text{cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{55}{\sqrt{\frac{616.21}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 2.894 \quad k_z = 0.934$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{616.21 \cdot 100}{0.934 \cdot 55 \cdot 43.47} = 27.59\text{cm}^2$$

Pervetsoj Ø25/15

$$A_s^l = \frac{A_s \cdot l}{s} \cdot b = \frac{4.91 \cdot 100}{15} = 32.73\text{cm}^2$$

Mbeshtetesi B S1

$$M_{sd}=220.07\text{KNm/m} \quad d=h-d_1=60-5=55\text{cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}}} = \frac{55}{\sqrt{\frac{220.07}{100 \cdot 0.85 \cdot 2.0}}} = 4.837 \quad k_z = 0.954$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{220.07 \cdot 100}{0.954 \cdot 55 \cdot 43.47} = 9.64\text{cm}^2$$

Pervetsoj Ø14/15

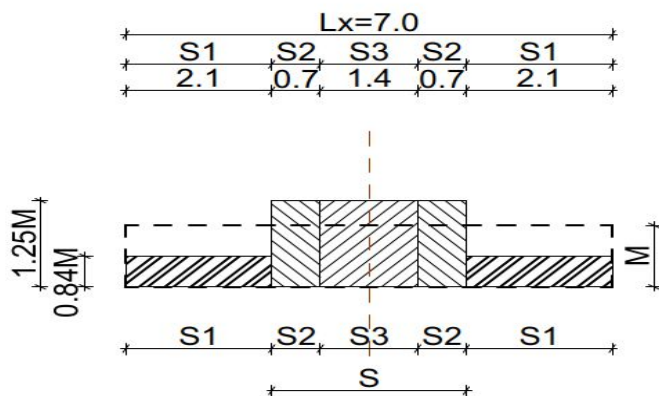
$$A_s^l = \frac{A_s \cdot l}{s} \cdot b = \frac{1.54 \cdot 100}{15} = 10.26\text{cm}^2$$

Drejtimi y-y My

Fusha zona e siperme

$$M_{sd, fush.} = -281.0 \text{ kNm/m}, \quad d = h - d_1 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

Shperndarja e momenteve pozitive ne shirit.



Ne fushe

Shiriti S1 $M_{s1} = -0.84 * M = 0.84 * 281.0 = -236.04 \text{ KNm/m}$

Shiriti S $M_s = -1.25 * M = 1.4 * 281.0 = -351.30 \text{ KNm/m}$

Shiriti S

$$M_{sd} = -351.30 \text{ KNm/m} \quad d = h - d_1 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b * \alpha * f_{cd}}}} = \frac{55}{\sqrt{\frac{351.30 * 100}{100 * 0.85 * 2.0}}} = 3.92 \quad k_z = 0.942$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z * d * f_{yd}} = \frac{351.30 * 100}{0.942 * 55 * 43.47} = 15.59 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj $\emptyset 16/12$

$$A_{s1} = \frac{A_s l}{sl} * b = \frac{2.01 * 100}{12} = 16.75 \text{ cm}^2$$

Shiriti S1

$$M_{sd} = -236.04 \text{ KNm/m} \quad d = h - d_1 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{sd}}{b * \alpha * f_{cd}}}} = \frac{55}{\sqrt{\frac{236.04 * 100}{100 * 0.85 * 2.0}}} = 4.666 \quad k_z = 0.952$$

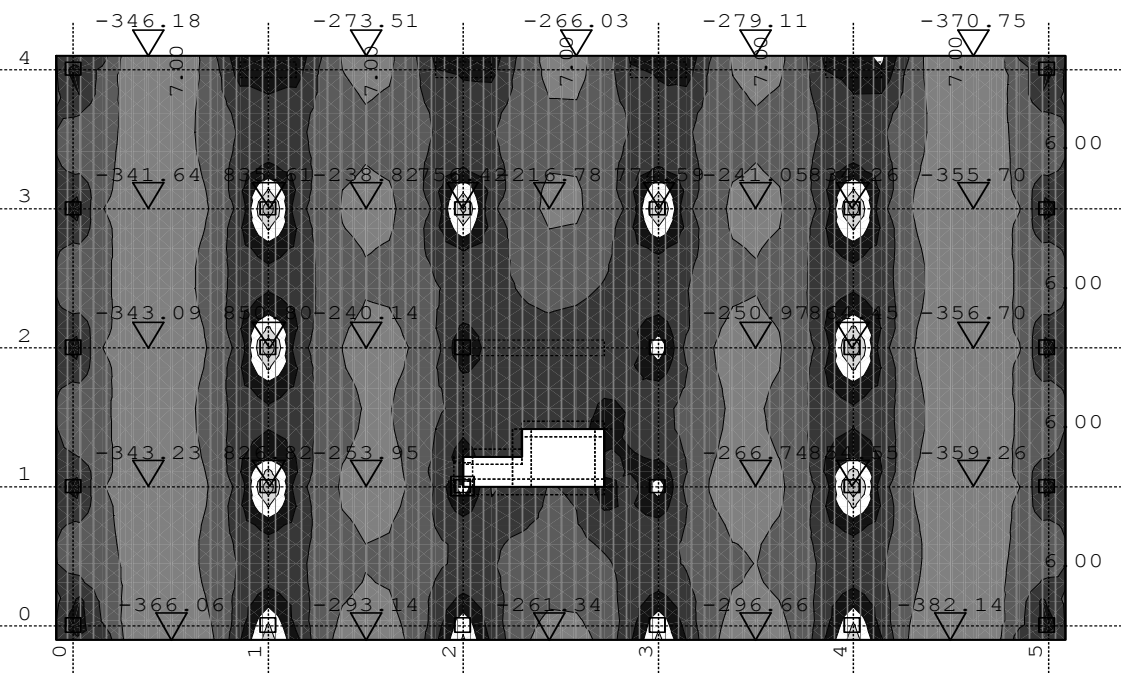
$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z * d * f_{yd}} = \frac{236.04 * 100}{0.952 * 55 * 43.47} = 10.37 \text{ cm}^2$$

Pervetsoj $\emptyset 16/15$

$$A_{s1} = \frac{A_s l}{sl} * b = \frac{2.01 * 100}{15} = 13.4 \text{ cm}^2$$

Ngarkesa 88: 1.35xI+1.5xIII+0.75xIV+0.9xV

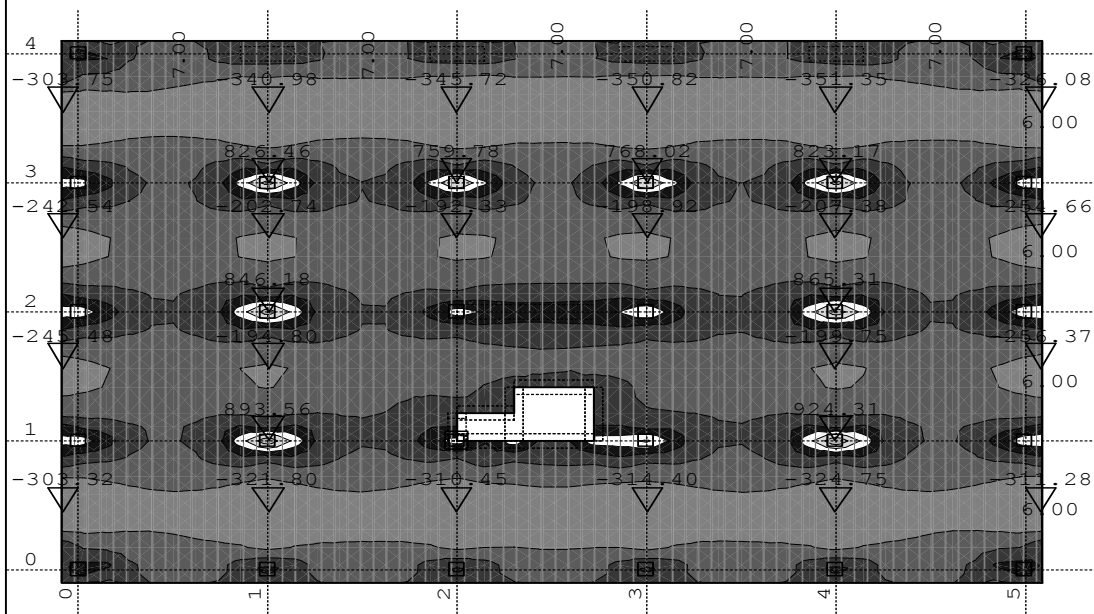
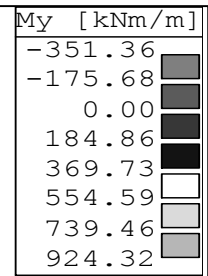
| M _x [kNm/m] |
|------------------------|
| -382.14 |
| -191.07 |
| 0.00 |
| 172.89 |
| 345.78 |
| 518.68 |
| 691.57 |
| 864.46 |



Niveli: Themeli [1.20 m]

Rezultatet në Soletë: max M_x= 864.45 / min M_x= -382.14 kNm/m

Ngarkesa 88: 1.35xI+1.5xII+0.75xIV+0.9xV



Niveli: Themeli [1.20 m]

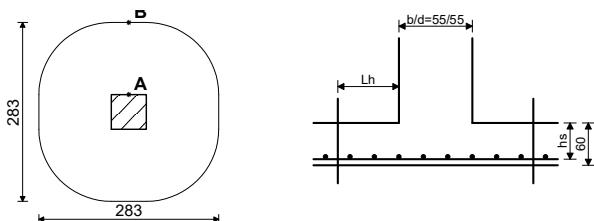
Rezultatet në Soletë: max My= 924.31 / min My= -351.35 kNm/m

16.1 Verifikimi i soletës në çpim

Niveli: Themeli [1.20 m]

Prerja 1 (7.00,18.00,1.20)

C 25



KONTROLLONI NË FAQEN E KOLONËS

Kombinimi kritik:

1.35xI+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVII

Nderja maksimale prerëse (pika A)

Trashësia e soletës

Thellësia efektive e soletës

ved = 0.581 MPa

d,pl = 0.600 m

hs = 0.570 m

Rezistenca karakteristike cilindrike në shtypje e betonit

fck = 25.000 MPa

Vlera llogaritëse e rezistencës në shtypje të betonit

fcd = 16.667 MPa

Faktori

v = 0.540

Faktori

yc = 1.500

Vlera llogaritëse e forcës maksimale prerëse

vRd,max = 3.600 MPa

0.40xvxfcd

=

Kushti: ved <= vRd,max (0.58 <= 3.60)

Kriteri u përbush.

KONTROLLO PERIMETRIN KRITIK 1. (Lh = 1.14m nga kollona)

Kombinimi kritik:

1.35xI+1.50xIII+0.75xIV+0.90xVII

Nderja maksimale prerëse (pika B)

Trashësia e soletës

Thellësia efektive e soletës

ved = 0.796 MPa

d,pl = 0.600 m

hs = 0.570 m

Gjatësia e perimetrit kritik.

u1 = 9.363 m

Rezistenca karakteristike cilindrike në shtypje e betonit

fck = 25.000 MPa

Vlera llogaritëse e rezistencës në shtypje të betonit

fcd = 16.667 MPa

Faktori

v = 0.540

Faktori

yc = 1.500

Vlera llogaritëse e forcës maksimale prerëse

vRd,max = 3.600 MPa

0.40xvxfcd

=

Kushti: ved <= vRd,max (0.80 <= 3.60)

Kriteri u përbush.

Armaturë egzistuese në soletë

Sipërfaqja e armaturës - drejtimi 1

Aa,1 = 10.263 cm²

Përqindja e armimit - drejtimi 2

p,1 = 0.180 %

Sipërfaqja e armaturës - drejtimi 2

Aa,2 = 10.263 cm²

Përqindja e armimit - drejtimi 2

p,2 = 0.180 %

Vlera mesatare e përqindjes së armimit

pl = 0.180 %

Faktori

CRd,c = 0.120

Faktori

K1 = 0.100

Faktori

k, vmin = 0.035

Faktori

vmin = 0.352

Nderje normale e betonit

σcp = -0.005 MPa

Rezistenca në çpim e soletës pa armaturë prerëse

vRd,c = 0.351 MPa

Kushti: ved <= vRd,c (0.80 <= 0.35)

Armaturë në prerje nevojitet.

Përpjestuesi

ved / vRd,c = 2.266

=

Armatura prerëse në çpim S500N

Këndi i rënies

α = 45°

Hapi i shufrave në drejtimin radial

sr = 20.000 cm

Sipërfaqja e nevojshme e armaturës në prerje

Asw = 23.940 cm²

17.0 PERFUNDIME

Keto mbulesa kanë gjetur përdorim të gjërë sidomos në ndertimet industrial në ndertimin e depove,garazhave publike,stationeve hekurudhore,frigorifereve,rezervareve të ujit si dhe objektet administrative.Nga vetë emeri kuptohet se keto mbulesa nuk kanë trarë ,porse mbeshtetja realizohet direkt mbi shtylla.Ajo që është "rationale dhe optimale" të këto struktura me pllaka të rrafshëta (pa traje) është se: mundësojnë dizajn të thjeshtë, ofrojnë fleksibilitet të madh , hapësirë të pastër pa trarë, ndërtim më të shpejtë dhe kursim në kohë. Të metat e këtij sistem kanë të bëjnë me sigurim nga mosdepërtimi i shtyllës në pllakë dhe kriteri i uljeve. Përparësitë e përvetësimit të pllakave të lëshuara ose kapiteleve mbi shtylla janë për të zvogëluar momentet përkulëse ne fushë, dhe për të rrit sigurinë nga mosdepërtimi i shtyllës në pllakë.Rrjedhimisht keto mbulesa përdorën për pllaka me hapësira më të mëdha ose për ngarkesa më të mëdha. Pjesët më kritike të pllakat pa trarë janë: pozita afer shtyllave, lidhjet në konturën e pllakës dhe në veçanti lidhjet në shtylla këndore.

Sipërfaqja e armaturës në secilin drejtim përcaktohet mbi bazën e llogaritjeve në varësi të momenteve maksimale—duke kontrolluar armaturen maksimale dhe atë minimale.

18.0 Shpenzimi i materialit (betoni dhe armatura)

Tabela 10.0 Sasia e Betonit (m³)

| Nr. | Pozicioni | Njësia | Sasija e Betonit (m ³) |
|---------------|---|----------------|------------------------------------|
| 1 | Sasia e betonit për themel pllake Klasa C25/30 | m ³ | 541.28 |
| 2 | Sasia e betonit për kate Klasa C25/30 | m ³ | 974.65 |
| 3 | Sasia e betonit për elementet vertikale (shtylla, Klasa C30/37) | m ³ | 217 |
| 4 | Sasia e betonit për elementet vertikale (,mure sizmike Klasa C30/37) | m ³ | 70.4 |
| Sasia totale: | | | 1806.93 m ³ |

Tabela 11.0 Sipërfaqet e objektit (m²)

| Nr. | Pozicioni | Njësia | Sipërfaqja (sasia) |
|---------------|------------------------|----------------|-----------------------|
| 1 | Sipërfaqja e themeleve | m ² | 936.96 |
| 2 | Sipërfaqja e kateve | m ² | 4318.8 |
| Sasia totale: | | | 5255.49m ² |

Tabela 12.0 Sasia e armaturës së objektit

| Nr. | Pozicioni | Njësia | Sasia e arm. |
|---------------|--------------------------------|--------|--------------|
| 1 | Sasia e armaturës së themeleve | kg | 60888.04 |
| 2 | Sasia e armaturës së pllakave | kg | 22278.36 |
| 3 | Sasia e armaturës së shtyllave | kg | 53060.4 |
| 4 | Sasia e armaturës së mureve | kg | 5838.48 |
| Sasia totale: | | | 142065.28 kg |

Si përfundim krahasojmë sasinë e armaturës kilogram për meter kub (kg/m^3) beton të objektit dhe për meter katror të sipërfaqes së objektit (kg/m^2).

Sasia e armaturës kg/m^3 -betoni të objektit është $142,065.28 \text{ kg}/1,806.93 \text{ m}^3=78,62 \text{ kg}/\text{m}^3$

Sasia e armaturës kg/m^2 -të sipërfaqës së objektit është $142,065.28 \text{ kg}/5,255.49 \text{ m}^2=27,031 \text{ kg}/\text{m}^2$

LITERATURA

1. **Konstruksionet e Betonit I.** (Prof.dr. Kadri Morina, Prof. Hamdi Sylejmani).....
2. **Konstruksionet e Betonit II .** (Prof.dr. Kadri Morina, Prof. Njazi Hoxha, Prof. Hamdi Sylejmani).....
3. **Bazat e Betonit të Armuar.** (Prof.dr. Kadri Morina, Prof. Njazi Hoxha, Prof.Hamdi Sylejmani).....
4. **EUROCODE-1:** Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
5. **EUROCODE-2:** Design of Concrete Structures, -Part.1-1: General rules and rules for building, 2004.....
6. **EUROCODE-8:** Seismic Design of Concrete Structures, -Part.1: General rules and rules for building, 2004.....
7. **Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8** (Michael N. Fardis, Eduardo C. Carvalho, Peter Fajfar, and Alain Pecker).....
8. **Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings**