



TAMPEREEN
AMMATTIKORKEAKOULU

VANHAN BETONISILLAN PERUSPARANTAMINEN

Niko Tuovinen

Opinnäytetyö
Toukokuu 2016
Rakennustekniikka
Talonrakennustekniikka



TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikka
Talonsrakennustekniikka

TUOVINEN, NIKO:
Vanhan betonisillan perusparantaminen

Opinnäytetyö 68 sivua, joista liitteitä 4 sivua
Toukokuu 2016

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli laatia korjaussuunnitelmat vanhan ontelolaatoilla toteutetun yksityistien sillan perusparannusta varten. Vanha silta on tehty yli 40 vuotta sitten, ja sen kantavuus uusille kuormille ei enää ole riittävä. Silta sijaitsee yksityisen mökkitien varrella ja sen kautta kulkee liikenne yhteen vakituisesti asutettuun talouteen. Liikenne tiellä on erittäin vähäistä ja lähinnä henkilöautoliikennettä.

Syy sillan uudistamiselle johtuu tarpeesta saada järjestettyä tontille kulkuyhteys, joka kestää painavan jätteenkeräysauton akselikuorman. Vanha siltarakenne on suunniteltu kevyelle henkilöautoliikenteelle, eikä sillan todellisesta kantavuudesta ole tarkkoja laskelmia.

Tässä työssä tehtiin uuden vahvennetun kantavan siltarakenteen rakennetekniset suunnitelmat ja piirustukset, sekä laadittiin korjausprojektille toteutusta varten työn ohjeistus, tarvittavien materiaalien määräluettelot sekä kustannuslaskelma korjauksen toteutuksesta.

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Construction Engineering
Building Construction

TUOVINEN, NIKO:
Fundamental Improvement of an Old Concrete Bridge

Bachelor's thesis 68 pages, appendices 4 pages
May 2016

The purpose of this thesis was to make plans for repairing an old concrete bridge which was built using hollow-core slabs. The old bridge was built over 40 years ago and it's bearing capacity isn't sufficient for new load demands. The bridge is located along an old gravel road and it provides an access for cars to one household. Traffic on the road is very low.

The need to improve the bearing capacity of the bridge arises from a need to get access for a waste collection truck to the plot. The old structure is planned for a light car traffic and there are no calculations of the bearing capacity of the old structure.

Plans and drawings for the new structure along with specifications for the construction work, and quantity and cost calculations were produced in this thesis.

Key words: repairing a concrete structure, bridge, structural engineering

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	10
1.1	Työn taustatiedot ja tavoitteet.....	10
1.2	Työn rajaukset.....	10
2	RAKENNUSKOHDDE	11
2.1	Yleistiedot.....	11
2.2	Vanhan sillan kansirakenne	12
2.3	Maatuet.....	12
2.4	Ympäristö ja maanpinta.....	13
3	KORJAUSSUUNNITTELUN LÄHTÖKOHDAT	14
3.1	Eurokoodit	14
3.2	Muut suunnittelussa käytettävät ohjeet	15
4	UUSI LAATTARAKENNE	16
4.1	Toteutusvaihtoehdot uudelle laatalle.....	16
4.1.1	Tasapaksu teräsbetonilaatta.....	16
4.1.2	Teräsbetonilaatta laatta-palkkirakenteena.....	16
5	KORJAUSSUUNNITELMAT	18
5.1	Kuormat.....	18
5.2	Tasapaksu laatta.....	18
5.2.1	Mitoitus taivutukselle.....	19
5.2.2	Mitoitus leikkaukselle	34
5.2.3	Käyttörajatilatarkastelut	36
5.3	T-laatta.....	37
5.3.1	Mitoitus taivutukselle.....	37
5.3.2	Mitoitus leikkaukselle	44
5.3.3	Laatan ja uuman välinen leikkautuminen	48
5.3.4	Käyttörajatilatarkastelut	51
6	MUOTTISUUNNITTELU	52
6.1	Onteloiden kantavuus.....	52
6.2	Muotin sivut.....	53
7	TYÖOHJEET.....	56
7.1	Tasapaksu laatta.....	56
7.1.1	Muottityöt.....	56
7.1.2	Raudoitus.....	56
7.1.3	Valu.....	56
7.1.4	Jälkihoito	57
7.2	T-laatta.....	57

7.2.1	Onteloiden raudoitus ja valu	57
7.2.2	Tasapaksun osuuden muottityöt ja valu	59
7.2.3	Jälkihoito	59
7.3	Tien korkeus	59
8	TOTEUTUSVAIHTOEHTOJEN VERTAILU	60
8.1	Kustannukset.....	60
8.2	Työn toteutus	60
8.3	Yhteenveto.....	60
9	POHDINTA	61
	LÄHTEET	62
	LIITTEET.....	63
	Liite 1. Tasapaksun laatan kustannuslaskelma	63
	Liite 2. Laatta-palkkiratkaisun kustannuslaskelma	63
	Liite 3. Tasapaksun laatan raudoituspiirustus	63
	Liite 4. Laatta-palkkiratkaisun kustannuslaskelma	63

LYHENTEET JA TERMIT

A_{cw}	Palkin poikkileikkauksen leveydestä ja palkin tarkastelupituudesta riippuva kerroin
A_{harjat}	Yksittäisen harjaterästangon poikkileikkausala
A_s	Raudoituksen ala tarkasteluleveydellä
A_{sl}	Pääraudoituksen ala tarkasteluleveydellä leikkausmitoituksessa
A_{sw}	Hakateräksen rinnakkaisten leikkeiden yhteenlaskettu ala
A_{sf}	T-palkissa tarvittavan poikittaisraudoituksen ala
$A_{s,jako}$	Poikkisuunnan raudoituksen ala tarkastelupituudella
$A_{s,min}$	Poikkileikkauksen vähimmäisraudoitus
$A500HW$	Käytettävän harjateräksen tunnus
b	Tarkasteltavan rakenteen osan leveys
b_{eff}	T-palkin puristuspinnan maksimileveys
$b_{eff,i}$	T-palkin laipan toimiva leveys uuman toisella puolella
b_i	T-palkin laipan toimivan leveyden maksimi-arvo uuman toisella puolella
b_t	Poikkileikkauksen vedetyn osan keskimääräinen leveys
b_w	Poikkileikkauksen leveys leikkausmitoituksessa ja uuman leveys t-palkin mitoituksessa
b_0	T-palkin puristuspinnan laskennallinen leveys
c_{min}	Suojabetonipeitteen vähimmäisarvo
$c_{min,b}$	Tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
$c_{min,dur}$	Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
c_{nom}	Suojabetonipeitteen suunnittelupaksuus
$C_{Rd,c}$	Betonin osavarmuusluvusta riippuva kerroin
$C30/37$	Käytettävän betoniluokan tunnus
d	Rakenteen tehollinen korkeus
f_{bd}	harjaterästen tartuntalujuuden mitoitusarvo
f_{cd}	Käytettävän betonin puristuslujuus murtorajatilassa
f_{ck}	Käytettävän betonin lieriölujuus puristukselle
f_{ctd}	Käytettävän betonin vetolujuuden mitoitusarvo

$f_{ctk0,05}$	Käytettävän betonin vetolujuuden ominaisarvon 5 % fraktiili
f_{ctm}	Käytettävän betonin keskimääräinen vetolujuus
f_{yd}	Käytettävän teräksen lujuus murtorajatilassa
f_{yk}	Käytettävän teräksen ominaislujuus
f_{ywd}	Harjaterästen lujuus murtorajatilassa
$g_{k,b}$	Teräsbetonin tilavuuspaino
$g_{k,op}$	Rakenteen oma paino
h	Tarkasteltavan rakenteen korkeus
h_f	T-palkin laattaosan paksuus
k	Raudoitustankojen keskilinjoiden välinen etäisyys ja rakenteen tehollisesta korkeudesta riippuva kerroin leikkausmitoituksessa
K_{FI}	Rakenteen luotettavuusluokasta riippuva kuormakerroin
k_{jako}	Jakoraudoituksen tankojen keskilinjoiden välinen etäisyys
k_{maks}	Harjaterästen maksimijako
k_1	Leikkausvoimakestävyyteen liittyvä kiinteä kerroin
L	Rakenteen jänneväli
l_{bd}	Harjaterästen ankkurointipituuden mitoitusarvo
$l_{b,min}$	Harjaterästen ankkurointipituuden minimiarvo
$l_{b,rqd}$	Harjaterästen ankkurointipituuden perusarvo
L_o	Momentin nollakohtien välinen etäisyys
M_{ed}	Taivutusmomentin mitoitusarvo murtorajatilassa
n	Raudoitustankojen määrä rakenteen tarkasteluleveydellä
n_{jako}	Jakoraudoituksen tankojen määrä rakenteen tarkasteluleveydellä
p	Kuormitus pinta-alaa kohden
q_d	Tasaisen kuormituksen mitoitusarvo
$Q_{k,ak}$	Akselikuorma
R_{Od}	Ontelolaataston kantavuus tasaiselle kuormalle
s	Hakaväli
v	Betonin puristuslujuudesta riippuva kerroin
V_{ed}	Leikkausvoiman mitoitusarvo murtorajatilassa
$V_{Rd,c}$	Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkausvoimakestävyyys

$V_{Rd,s}$	Minimihakaterästen leikkausvoimakestävyys
z	Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
μ	Poikkileikkauksen suhteellinen momentti
μ_{bd}	Tasapainoraidoitettun poikkileikkauksen suhteellinen momentti
γ_s	Teräksen materiaaliosavarmuusluku
γ_c	Betonin materiaaliosavarmuusluku
Δc_{dev}	Suojabetonipeitteen mittapoikkeama
ΔM_{ed}	Momentin muutos matkalla Δx
Δx	Tarkastelupituus T-palkin laatan ja uuman välistä leikkausta tarkastettaessa
$\emptyset$	Teräksen tankohalkaisija
α_{cc}	Pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikutustavat huomioon ottava betonin puristuskestävyyden pienennystekijä
α_{ct}	Pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikutustavat huomioon ottava betonin vetokestävyyden pienennystekijä
α_1	Tangon muodosta riippuva kerroin
α_2	Betonipeitteen paksuudesta riippuva kerroin
α_3	Poikittaisen laajenemisen estävästä hitsaamattomasta raudoituksesta riippuva kerroin
α_4	Poikittaisen laajenemisen estävästä hitsatusta raudoituksesta riippuva kerroin
α_5	Laajenemista estävästä poikittaispaineesta riippuva kerroin
β	Poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus
β_{bd}	Tasapainoraidoitettun poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus
δ_{cp}	Rakenteeseen vaikuttavan normaalivoiman ja poikkileikkauksen alan suhdeluku
δ_{sd}	Pääterästen maksimijännitys
η_1	Tartuntaolosuhteisiin ja tangon sijaintiin liittyvä kerroin
η_2	Raudoitustangon halkaisijasta riippuva kerroin
ρ_l	Pääraudoituksen alan ja poikkileikkauksen sivumittojen suhdeluku

$\rho_{w,min}$	Betonin puristuslujuudesta ja harjaterästen myötölujuudesta riippuva kerroin
θ	Betonin puristussauvan kulma palkin pituusakseliin nähden

1 JOHDANTO

1.1 Työn taustatiedot ja tavoitteet

Opinnäytetyön tavoitteena on tehdä korjaussuunnitelmat ja selvittää betonirakenteisten siltojen korjaus- ja perusparannusmenetelmiä. Silta sijaitsee Jämsässä entisen Längelmäen kunnan alueella pihatien varrella ja ylittää läheisestä Myllyvedestä laskevan kosken. Sillan kokonaispituus on 6 *metriä* ja kansirakenteen jänneväli 5 *metriä*.

Opinnäytetyön tarkoituksena on löytää mahdollisimman edullinen ja yksinkertaisesti toteutettavissa oleva tapa parantaa vanhan sillan kantavuutta vastaamaan hiljattain ilmenneitä kantavuusvaatimuksia. Uuden rakenteen täytyy kantaa nykyaikaisen jätteenkeräysauton paino, jota vanha rakenne ei todennäköisesti kestä. Suunnittelu tehdään pääosin standardin EN 1992 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu mukaan. Rakenteelle aiheutuvien kuormien määrittämisessä käytetään standardia EN 1991 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormitukset. Suunnittelussa käytetään lisäksi Tampereen Ammattikorkeakoulun teräsbetonirakenteiden kurssimateriaaleja, sekä soveltuvin osin muita suunnitteluohjeita.

1.2 Työn rajaukset

Suunnitelmat laaditaan kahdesta erilaisesta toteutusvaihtoehdosta uudelle teräsbetonilaa-
talle ja näistä vaihtoehdoista laaditaan rakennelaskelmat ja -piirustukset, työohjeet, tarvittavien materiaalien määräluettelot, sekä kustannuslaskelma materiaaleista ja tarvittavista työkoneista. Toteutusvaihtoehdoista tehdään kokonaisvertailu ja valitaan suositeltavaksi vaihtoehdoksi kustannuksiltaan ja toteutuksen haasteellisuuden puolesta järkevin vaihtoehto.

2 RAKENNUSKOHDE

2.1 Yleistiedot

Rakennuskohde sijaitsee Jämsässä entisen Längelmäen kunnan alueella. Rakennuskohde on vanha teräsbetonirakenteinen silta sorapintaisen mökkitien varrella. Tien ja sillan kautta on järjestetty kulku yhteen vakituisesti asuttuun talouteen, johon on oltava pääsy henkilöauton lisäksi jätteenkeräysautolla.

Silta ylittää läheisestä järvestä laskevan kosken ja sillan kokonaispituus on 6 metriä. Korjauskohteena oleva silta on yli 40 vuoden ikäinen. Sillan on rakennuttanut tontin omistaja korvaamaan vielä vanhemman puurakenteisen sillan.



KUVA 1. Vanhan sillan yleiskuva

2.2 Vanhan sillan kansirakenne

Sillan kantena toimii kolme rinnakkain asennettua 6 metriä pitkää, 1,2 metriä leveää ja 0,265 metriä korkeaa ontelolaattaa, jotka on tuettu päistään teräsbetonisten maatukien varaan. Ontelolaatat ovat ulkoisesti tarkasteltuna hyvässä kunnossa, eikä niissä näy rapautumisen tai mekaanisen kulutuksen merkkejä. Ontelolaattojen yläpinta toimii suoraan sillan kulutuspinna, sillä sillassa ei ole pintavalua tai muuta kulutuspinnaa.

2.3 Maatuet

Maatuet on valettu osin kallion ja osin suurten kivien ja maan varaan. Maatuet on perustettu kosken rannoilla aivan kosken vesirajaan. Alapinnaltaan ja osin sivuiltaan maatuet ovat koskessa virtaavan veden kastelemia ympäri vuoden. Vanhat maatuet ovat pinnastaan osin eroosion kuluttamat ja sillan maantien puoleiseen anturaan on vuosien saatossa syntynyt halkeama. Maatuet ovat mittasuhteiltaan suurehkoja niiden kantavuusvaatimuksiin nähden ja ne ovatkin kestäneet sillan yläpuolisen rakenteen ja liikenteen painon ilman näkyviä painumia tai muita siirtymiä.

Nykyisiin maatukiin on rakennusvaiheessa tehty L-kirjaimen muotoinen loveus, jonka päälle on asetettuna poikkileikkaukseltaan noin 200 mm x 200 mm kokoisia hirsii tasaisesti koko maatukien leveydelle. Loveus on esitetty kuvassa 2.



KUVA 2. Maatukien loveus.

2.4 Ympäristö ja maanpinta

Kosken pinnan korkeustaso on vuodenajasta hieman riippuen noin metrin verran sillan kannen yläpintaa ja tienpintaa alempana. Tien ympäristön maan korkeustaso on yleisesti noin puoli metriä alempana kuin tienpinta ja sillankannen yläpinta.

.

3 KORJAUSSUUNNITTELUN LÄHTÖKOHDAT

3.1 Eurokoodit

Rakenteelle tulevien kuormien yhdistely tehdään standardin EN 1990 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormitukset mukaan. Kuormien valinnassa noudatetaan kohteen erityisluonteesta johtuen kohteen todellista kuormitustilannetta ja varmuuskertoimien osalta eurokoodi 1:n ohjeita niiltä osin kun ne tähän kohteeseen sopivat. Uuden kantavan teräbetonilaatan suunnittelussa noudatetaan betonirakenteiden eurokoodin EN 1992 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu suunnitteluohjeita.

Yleisesti eurokoodeista

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelun eurooppalaisia standardeja. Vuonna 1975 Euroopan komissio päätti toimenpideohjelmasta, jonka tavoitteena oli poistaa kaupankäynnin teknisiä esteitä ja yhtenäistää teknisiä määräyksiä. Komissio teki aloitteen rakennusten rakenteellisen suunnittelun ohjeiden valmistelusta. Näiden ohjeiden tarkoituksena oli lopulta korvata Euroopan Unionin jäsenmaiden omat kansalliset suunnitteluohjeet. (Suomen Standardisoimisliitto SFS ry 2014.)

Ensimmäisen sukupolven eurokoodit julkaistiin vuonna 1984. Vuonna 1989 komissio ja jäsenmaat päättivät siirtää eurokoodien valmistelun ja julkaisemisen eurooppalaiselle standardisoimisjärjestölle CEN:lle. CEN julkaisi esistandardeina (ENV) 62 eurokoodia vuosina 1992–1998. Näihin esiversioihin jätettiin kansallisesti valittavia arvoja ja jokainen jäsenmaa saattoi antaa omat arvonsa Kansallisessa soveltamisasiakirjassa (NAD). Jäsenmailla oli mahdollisuus ilmaista soveltamisasiakirjan esipuheessa omat ehtonsa ENV-standardien käytölle. (Suomen Standardisoimisliitto SFS ry 2014.)

Suomessa eurokoodiosien valmistelu jakautui eri toimialayhtiöille. Ympäristöministeriö julkaisi useille osille kansalliset soveltamisasiakirjat 1990-luvulla. (Suomen Standardisoimisliitto SFS ry 2014.)

Vuonna 1998 alkoi eurokoodien esiversioiden muuttaminen lopullisiksi EN-standardeiksi. Nämä standardit julkaistiin vuosina 2002–2007. Lopullisissa EN-standardeissa on

kansallisesti määrättäviä parametreja ja eurokoodeissa esitetään suositusarvot näille parametreille, mutta jäsenmailla on mahdollisuus antaa omia arvojaan näille parametreille kansallisessa liitteessä. Ympäristöministeriö on hyväksynyt eurokoodien kansalliset liitteet pois lukien sillanrakennukseen liittyvät kansalliset liitteet, jotka on hyväksynyt Liikennevirasto. (Suomen Standardisoimisliitto SFS ry 2014.)

3.2 Muut suunnittelussa käytettävät ohjeet

Eurokoodien lisäksi suunnittelussa käytetään apuna Tampereen Ammattikorkeakoulun teräsbetonirakenteiden kurssimateriaaleja, sekä muita suunnitteluohjeita soveltuvilta osin.

4 UUSI LAATTARAKENNE

4.1 Toteutusvaihtoehdot uudelle laatalle

Tässä työssä tehdään suunnitelmat kahdesta erilaisesta korjausvaihtoehdosta uudelle teräsbetonilaatalle. Molemmista vaihtoehdoista laaditaan mitoituslaskelmat, rakennepiirustukset, työohjeet sekä tarvittavien materiaalien määräluettelot ja kustannuslaskelmat. Valmiiden suunnitelmien perusteella tehdään toteutusvaihtoehtojen välillä vertailu, jonka perusteella valitaan suositeltava toteutusvaihtoehto kokonaishinnan, toteutuksen haastavuuden ja muiden esille nousevien seikkojen perusteella.

4.1.1 Tasapaksu teräsbetonilaatta

Ensimmäinen tarkasteltava vaihtoehto on uusi teräsbetonilaatta suoraan vanhojen ontelolaattojen päälle, jolloin vanha ontelolaatoilla toteutettu sillankansi toimii sellaisenaan muottipintana laatan alapinnassa. Tällöin valumuotit tarvitaan ainoastaan laatan reunoilla tulevan laatan paksuuden korkeudelle asti.

Tasapaksu laatta on paitsi suunnittelun niin myös työn toteutuksen kannalta yksinkertaisin vaihtoehto, mutta tasapaksun laatan haittapuolina tässä kohteessa on se, että laatan paksuus tulee olemaan suurempi kuin käytettäessä laatta-palkkirakennetta. Laatan suurempi paksuus kasvattaa rakenteen omaa painoa eli rakenteen pysyvät kuormat nousevat suuremmaksi ja paksun laatan vuoksi sillalle johtavan tien tasoa tulee nostaa enemmän kuin laatta-palkkiratkaisussa.

4.1.2 Teräsbetonilaatta laatta-palkkirakenteena

Toinen toteutusvaihtoehto on teräbetoninen laatta-palkkirakenne eli ns. T-palkkirakenne, jossa ontelolaattojen onteloita hyödynnetään raudoittamalla ontelot ja sijoittamalla teräsbetonilaatan alapinnan vetorausdoitus onteloihin, jolloin laatan yläosan tasapaksua osuutta voidaan ohentaa, mikä vähentää betonin tarvetta ja laatan omaa painoa. Myös tässä vaihtoehdossa vanhoja ontelolaattoja hyödynnetään muottina.

Raudoitettavat ja valettavat ontelot tarjoavat valmiin muottirakenteen myös laatta-palkkirakenteen alapuolella ja valumuotti tarvitaan tasapaksun laatan tavoin vain laatan reunoilla. Muotin korkeus tässä vaihtoehdossa tulee olemaan matalampi ja ohuemman valun johdosta myös muotille tuleva valupaine on pienempi kuin tasapaksulla laatalla.

Tässä vaihtoehdossa on etuna tienpinnan vähäisempi korotustarve, jolloin säästetään korotukseen käytettävän soran määrässä.

5 KORJAUSSUUNNITELMAT

5.1 Kuormat

Tässä työssä suunniteltavalle sillalle käytetään mitoituskuormituksena laatan omaa painoa, sekä jätteenkäsittelyauton painoa, mikä on suurin sillalle tuleva kuormitustapaus. Jätteenkäsittelyauton suurin akselikuorma on 15 tonnia taka-akselilla ja 10 tonnia etuakselilla. Suurimman momentin laatalle aiheuttaa kuormitustilanne, jossa rakenteen oman painon lisäksi rakennetta kuormittaa 15 tonnin painoinen akselikuorma jännevälän keskellä. Suurin leikkausvoima rakenteeseen tulee tuen kohdalle kun 15 tonnin akselikuorma sijaitsee tuen läheisyydessä.

Ominaiskuormia korotetaan rakenteen luotettavuusluokasta riippuvalla kertoimella K_{FI} , sekä kuormitusyhdistelmän kiinteällä kuormakertoimella. Uusi kansirakenne kuuluu luotettavuusluokkaan RC2, jolloin $K_{FI} = 1$. (SFS-EN 1990 2006, 138) Kuormien varmuuskertoimet pysyville kuormille eli rakenteen omalla painolle on 1,15 ja muuttuville kuormille eli akselikuormalle $Q_{k,ak}$ 1,35. Akselikuorman varmuuskerroin on tieliikenteen ja kevyen liikenteen aiheuttamille epäedullisille kuormille tarkoitettu varmuuskerroin (SFS-EN 1990 2006, 114).

5.2 Tasapaksu laatta

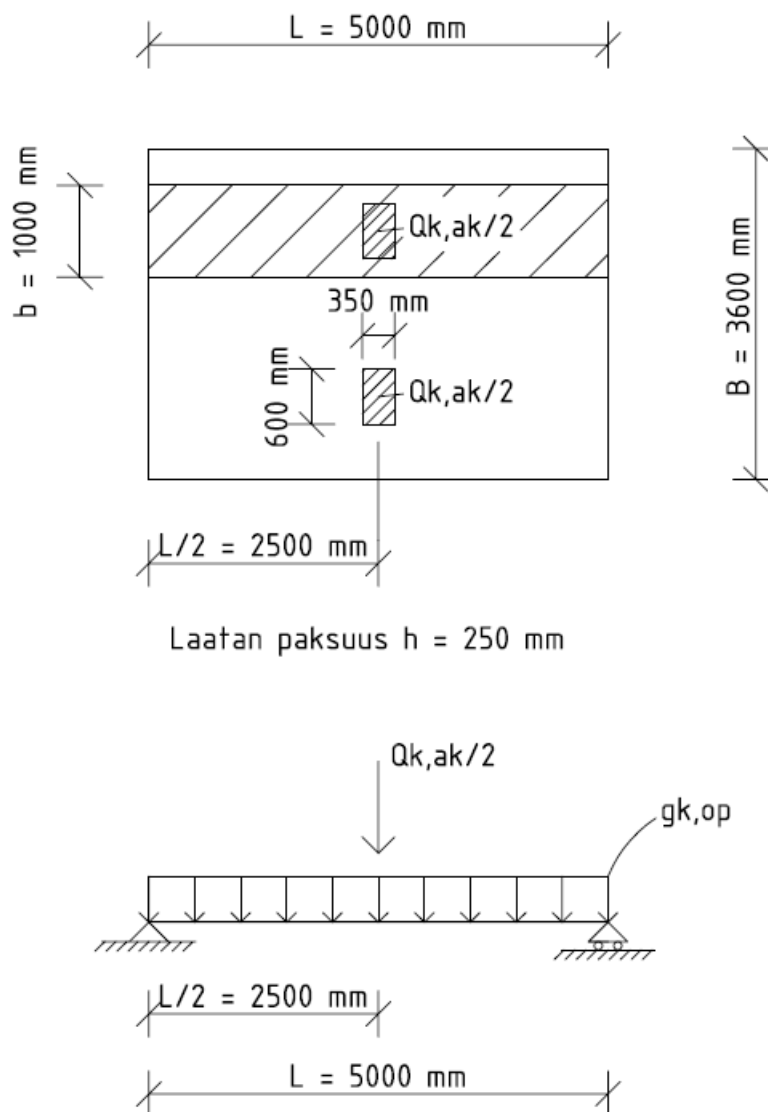
Laatan pääraudoitus mitoitetaan metrin levyisille laattakaistoille epäedullisimman kuormituksen tilanteessa. Taivutusmitoituksen kannalta epäedullisin kuormitustilanne syntyy kun raskaan ajoneuvon akselikuorma on laatan jännevälän keskellä aiheuttaen laattaan suurimman mahdollisen taivutuksen. Leikkausmitoituksen kannalta määräävin mitoitus-tilanne on kun raskas ajoneuvo on koko mitaltaan sillan päällä ja auton painavampi akseli on tuen läheisyydessä etäisyydellä d .

Akselikuorman aiheuttama rasitus laatan yläpinnassa jakautuu 0,35 m x 0,6 m kokoisen suorakulmion alueelle (SFS-EN 1991-2 2004, 34). Kuorman oletetaan jakautuvan noin 1 m levyiselle kaistalle laatan raudoitustasossa kun laatan korkeus on 0,25 m.

5.2.1 Mitoitus taivutukselle

Laatta mitoitetaan kestämään sille tulevien kuormien aiheuttama taivutusmomentti. Laatan alapinnan raudoitus ottaa vastaan taivutusmomentin aiheuttamat vetovoimat laatan alapinnassa ja betoni ottaa vastaan taivutusmomentin aiheuttaman puristuksen laatan yläpinnassa. Alla olevassa kuvassa 3 on esitetty yksinkertainen rakennemalli laatasta ja sen mitoituseseen tarvittavista lähtötiedoista laatan mitat, sekä ominaiskuormat.

Laatan rakennemalli



KUVA 3. Rakennemalli taivutukselle mitoittavasta kuormitustilanteesta.

Kuormitus

Laatan oma paino:

$$g_{k,op} = g_{k,b} b h \quad (1)$$

missä:

$g_{k,b}$ = teräsbetonin tilavuuspaino

b = laatan tarkasteltava leveys

h = laatan paksuus

$$\Rightarrow g_{k,op} = 25 \text{ kN/m}^3 * 1 \text{ m} * 0,25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow g_{k,op} = 6,25 \text{ kN/m}$$

Akselikuorma:

$$Q_{k,ak} = 150 \text{ kN}$$

Taivutusmomentin mitoitusarvo

Laatta mitoitetaan metrin kaistoina ja akselin pyörien etäisyys toisistaan on aina yli metrin, joten mitoitettavalle laattaleveydelle vaikuttaa korkeintaan yhden pyörän kuorma, eli puolet akselikuormasta $Q_{k,ak}$.

$$M_{ed} = 1,15 K_{FI} \frac{g_{k,op} L^2}{8} + 1,35 K_{FI} \frac{\frac{Q_{k,ak}}{2} L}{4} \quad (2)$$

missä:

$g_{k,op}$ = laatan oman painon ominaisarvo metriä kohden laatan pituussuunnassa

$Q_{k,ak}$ = akselikuorman ominaisarvo

K_{FI} = rakenteen luotettavuusluokasta riippuva kuormakerroin

$$\Rightarrow M_{ed} = 1,15 \frac{6,25 \text{ kN/m} * (5 \text{ m})^2}{8} + 1,35 \frac{\frac{150 \text{ kN}}{2} * 5 \text{ m}}{4}$$

$$\Rightarrow M_{ed} = 149,0 \text{ kNm}$$

Suhteellinen momentti

Koska tiedossa on rakenteen poikkileikkauksen mitat, eli mitoitettavan laatan leveys ja korkeus, voidaan suhteellisen momentin μ avulla tutkia onko poikkileikkaus normaali-raudoitettu taivutusmomentille mitoitettaessa (Lindberg & Kerokoski 2009, 67).

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b d^2 f_{cd}} \leq \mu_{bd} \quad (3)$$

missä:

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

μ_{bd} = tasapainoraudoitetun poikkileikkauksen suhteellinen momentti

Osavar- muus	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 600 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 700 \text{ MPa}$	
	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}
$\gamma_s=1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
$\gamma_s=1,10$	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

KUVA 4. Tasapainoraudoitetun poikkileikkauksen raja-arvot muuttujille μ ja β (Niemi 2014, 49).

Tasapainoraudoitetun poikkileikkauksen suhteellinen momentti μ_{bd} määräytyy käytettävän teräslaadun mukaan. Arvot eri teräslaatuja käytettäessä on esitetty kuvassa 4. Tässä työssä käytetään teräslaatua A500HW, jolle $\mu_{bd} = 0,372$. Poikkileikkauksen tehollinen korkeus d on laatan pääraudoituksen keskilinjan ja laatan yläpinnan välinen korkeusero. Laatan kokonaiskorkeus $h = 250 \text{ mm}$. Tehollinen korkeus saadaan kun kokonaiskorkeudesta vähennetään suojabetonin paksuus c_{nom} ja pääterästen poikkileikkauksen säde. Lasketaan seuraavaksi suojabetonipeitteen paksuus c_{nom} ja vähennetään se ja pääraudoituksen arvioidun säteen mitta laatan kokonaispaksuudesta h .

Suojabetonipeite muodostuu betonipeitteen vähimmäisarvosta ja siihen lisättävästä mit-
tapoikkeamasta (SFS-EN 1992-1-1, 47–51).

Suojabetonipeite

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4)$$

missä:

c_{min} = suojabetonipeitteen vähimmäisarvo

Δc_{dev} = suoabetonipeitteen mittapoikkeama

$$c_{min} = maks(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}) \quad (5)$$

missä:

$c_{min,b}$ = tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$c_{min,dur}$ = ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

Terästen tartuntavaatimuksesta tuleva $c_{min,b}$ on pääterästen halkaisija (SFS-EN 1992-1-1, 50). Tässä vaiheessa mitoitusta pääterästen halkaisijasta ei vielä voida olla täysin varmoja, joten valitaan lähtötietojen perusteella todennäköisin pääteräksen halkaisija suojabetonipeitteen laskua varten.

$$c_{min,b} = \varnothing\text{pääteräs} = 20 \text{ mm} \quad (6)$$

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvon $c_{min,dur}$ määrittästä varten täytyy tietää rakennuskohteessa vallitsevat ympäristörasitukset. Mitoitettava rakenne on ajoittain kosketuksissa veden kanssa ja rakenne on sateelle ja jäätymiselle alttiina, joten rasitusluokiksi valitaan standardin luokat XC4 ja XF3. (SFS-EN 1992-1-1, 51.)

$$c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{min,} = maks(20 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow c_{min} = 25 \text{ mm}$$

Suojabetonipeitteen mittapoikkeama vähintään 10 mm silloin kun rakenteen valmistus ei tapahdu laadunvarmistusjärjestelmän alaisena ja betonipeitteen toteutumista ei toteutuksen aikana mitata (SFS-EN 1992-1-1, 52). Tässä kohteessa ei laadunvarmistusta voida suorittaa riittävällä tarkkuudella, joten valitaan mittapoikkeamaksi 10 mm.

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

Suojabetonipeitteen arvoksi saadaan laskennallisesti:

$$c_{nom} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

Käytetään kuitenkin pienempää suojabetonipeitteen arvoa laatan alapinnassa, koska uusi betonilaatta valetaan vanhojen ontelolaattojen alle ja ontelolaatat toimivat uuden laatan alapinnassa suojaavana rakenteena.

$$\Rightarrow c_{nom} = 25 \text{ mm}$$

Laatan yläpinnassa ja sivuilla käytetään kuitenkin laskettua suojabetonipeitteen arvoa $c_{nom} = 35 \text{ mm}$.

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus d voidaan nyt määrittää kun tiedetään suojabetonipeitteen paksuus ja pääterästen halkaisijaksi on valittu todennäköinen vaihtoehto.

$$d = h - c_{nom} - \phi_{\text{pääteräs}}/2 \quad (7)$$

$$\Rightarrow d = 250 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - 20 \text{ mm}/2$$

$$\Rightarrow d = 215 \text{ mm}$$

Betonin puristuslujuus

Murtorajatilan mitoituslaskelmissa betonin puristuskestävyyden ominaisarvoa pienennetään pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikutustavat huomioivalla puristuskestävyyden pienennystekijällä, sekä betonin materiaaliosavarmuusluvulla (SFS-EN 1992-1-1, 35).

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8)$$

missä:

α_{cc} = pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikutustavat huomioiva puristuskestävyyden pienennystekijä

f_{ck} = käytettävän betonin lieriölujuus puristukselle

γ_c = betonin osavarmuusluku

Valitaan käytettäväksi betoniksi C30/37, jonka lieriölujuus $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$. Betonin osavarmuusluku $\gamma_c = 1,5$ ja

$$f_{cd} = 0,85 \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1,5}$$

$$\Rightarrow f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu = \frac{149,0 * 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} (215 \text{ mm})^2 17 \text{ N/mm}^2} \leq 0,372$$

$$\Rightarrow \mu = 0,190 \leq 0,372$$

$$\Rightarrow \mu = 0,190$$

Poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus

Lasketaan poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β . Se saadaan suhteellisen momentin kautta (Lindberg & Kerokoski 2009, 67). $\beta_{bd} = 0,493$ teräslaadulla A500HW kuvan 4 taulukon mukaan.

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \leq \beta_{bd} \quad (9)$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,190} \leq 0,493$$

$$\Rightarrow \beta = 0,212 \leq 0,493$$

$$\Rightarrow \beta = 0,212$$

Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi

Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi on laattassa puristus- ja vetoresultanttien välinen etäisyys. Etäisyys resultanttien välillä voidaan laskea yllä lasketun poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteellisen korkeuden ja rakenteen tehollisen korkeuden avulla (Lindberg & Kerokoski 2009, 67).

$$z = d(1 - \beta/2) \quad (10)$$

$$z = 215 \text{ mm}(1 - 0,212/2)$$

$$\Rightarrow z = 192,2 \text{ mm}$$

Tarvittava teräsmäärä

Laattaa tarkastellaan metrin levyisenä kaistaleena. Tarvittava harjaterästen kokonaispinta-ala tarkasteltavaa metrin kaistaletta kohden voidaan määrittää jakamalla rakennetta rasittava taivutusmomentti sisäisen momenttivarren ja käytettävien harjaterästen lujuuden tulolla (Lindberg & Kerokoski 2009, 67).

$$A_s = \frac{M_{ed}}{z f_{yd}} \geq A_{s,min} \quad (11)$$

missä:

f_{yd} = käytettävän teräksen lujuuden mitoitusarvo

$A_{s,min}$ = poikkileikkauksen vähimmäisraudoitus

Lasketaan teräksen lujuuden mitoitusarvo f_{yd} . Osavarmuusluku γ_s ja teräksen lujuuden ominaisarvo f_{yk} on valittu standardin *SFS-EN 1992-1-1* mukaan. Käytetään harjaterästä A500HW.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (12)$$

f_{yk} = käytettävän teräksen lujuus

γ_s = teräksen osavarmuusluku

$$f_{yd} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15}$$

$$\Rightarrow f_{yd} = 434,8 \text{ N/mm}^2$$

Laatan raudoituksen alan on oltava vähintään käytettävän poikkileikkauksen vähimmäisraudoituksen suuruinen. Jos yllä laskettu raudoitusmäärä on pienempi kuin alla laskettu vähimmäisraudoitus niin poikkileikkaukseen sijoitetaan vähimmäis-raudoituksen mukainen teräsmäärä.

Poikkileikkauksen vähimmäisraudoitus (Lindberg & Kerokoski 2009, 97):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (13)$$

missä:

f_{ctm} = betonin keskimääräinen vetolujuus käytettävässä betoniluokassa

b_t = poikkileikkauksen vedetyn osan keskimääräinen leveys

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{2,9 \left(\frac{N}{mm}\right)^2}{500 \left(\frac{N}{mm}\right)^2} * 1000 \text{ mm} * 215 \text{ mm} \geq 0,0013 * 1000 \text{ mm} * 215 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = 324,2 \text{ mm}^2 \geq 279,5 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = 324,2 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{149,0 * 10^6 \text{ Nmm}}{192,2 \text{ mm} * 434,8 \text{ N/mm}^2} \geq 324,2 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1783,4 \text{ mm}^2 \geq 324,2 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1783,4 \text{ mm}^2 \sim 1783 \text{ mm}^2$$

Raudoituksen jako laatassa

Lasketaan montako harjaterästankoa tarvitaan metrin levyiselle kaistalle laattaa valitun kokoisilla harjaterästangoilla. Valitaan sama harjateräs kuin poikkileikkauksen tehollista korkeutta laskettaessa, eli $\emptyset = 20 \text{ mm}$.

Tankojen määrä metriä kohden laatan leveyssuunnassa:

$$n = \frac{A_s}{A_{harjat.}} \quad (14)$$

missä:

A_s = laattaan tarvittavan pääraudoituksen teräsmäärän kokonaispinta-ala metriä kohden laatan leveyssuunnassa

$A_{harjat.}$ = yhden harjaterästangon pinta-ala

$$n = \frac{1783 \text{ mm}^2}{\pi * (10 \text{ mm})^2}$$

$$\Rightarrow n = 5,67 \text{ kpl/m}$$

Lasketaan millaisella harjaterästen keskiöetäisyydellä tarvittava teräsmäärä A_s toteutuu:

$$k = \frac{b}{n} \quad (15)$$

missä:

k = etäisyys vierekkäisten harjaterästen poikkileikkauksen keskeltä keskelle

b = tarkasteltavan poikkileikkauksen leveys

n = tarkasteltavan poikkileikkauksen alueelle tarvittava raudoitusterästen kappalemäärä

$$k = \frac{1000 \text{ mm}}{5,67 \text{ kpl}}$$

$$\Rightarrow k = 176,2 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Valitaan harjaterästen jaoksiksi } k = 175 \text{ mm}.$$

Pääraudoituksen jakoväli saa olla maksimimomentin alueella enintään 250 mm kun laatan korkeus $h \geq 125 \text{ mm}$ (Lindberg & Kerokoski 2009, 97). Tässä mitoitettavan laatan

korkeus on 250 mm ja raudoituksen jakoväliksi valittiin 175 mm, joten todetaan tämän ehdon täyttyvän.

Pääraudoituksen jakovälin tulee kuitenkin olla vähintään suurin seuraavista Lindberg & Kerokoski 2009, 131):

$$k \geq \max(\emptyset; d_g + 3 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) \quad (16)$$

missä:

d_g = betonissa käytettävän kiviaineksen suurin raekoko

$$\Rightarrow k \geq \max(20 \text{ mm}; 16 \text{ mm} + 3 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow k \geq 20 \text{ mm}$$

Tässä mitoitettavan laatan korkeus on 250 mm ja raudoituksen jakoväliksi valittiin 175 mm, joten todetaan tämän ehdon täyttyvän.

Poikkisuunnan raudoitus

Laattaan tarvitaan raudoitusta myös kohtisuorassa suunnassa pääraudoituksen suuntaan nähden. Poikkisuunnan raudoituksen tulee olla vähintään 20 % pääsuunnan raudoituksesta. (Lindberg & Kerokoski 2009, 97.)

$$A_{s,jako} = 0,2A_s \quad (17)$$

$$A_{s,jako} = 0,2 * 1783 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,jako} = 356,7 \text{ mm}^2 \sim 357 \text{ mm}^2$$

$$n_{jako} = \frac{357 \text{ mm}^2}{\pi * (5 \text{ mm})^2}$$

$$\Rightarrow n = 4,54 \text{ kpl/m}$$

$$k_{jako} = \frac{1000 \text{ mm}}{4,54 \text{ kpl}}$$

$$\Rightarrow k = 220,2 \text{ mm}$$

⇒ Valitaan jakoraidoituksen tankojaaksi $k = 200 \text{ mm}$.

Jakoterästen jakoväli saa olla enintään 400 mm kun laatan korkeus $eus \ h \geq 133 \text{ mm}$ (Lindberg & Kerokoski 2009, 97). Laatan korkeus on 250 mm ja jakoraidoituksen jakoväliksi valittiin 200 mm , joten todetaan tämän ehdon täyttyvän.

⇒ $k \geq \max(10 \text{ mm}; 16 \text{ mm} + 3 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$

⇒ $k \geq 20 \text{ mm}$

Laatan korkeus on 250 mm ja jakoraidoituksen jakoväliksi valittiin 200 mm , joten todetaan tämän ehdon täyttyvän.

Yhteenveto laatan raudoituksesta

Laatan taivutuskestävyys on riittävä laatan paksuuden ollessa 250 mm kun käytetään betonia $C30/37$ ja laatan alapinnassa käytetään vetoraidoituksena A500HW terästä $\emptyset 20 \text{ k}175$ ja laatan poikkisuunnassa $\emptyset 10 \text{ k}200$. Laatan yläpinnassa käytetään #6 $k150$ harjateräsverkkoa pakkasrapautumaa vastaan.

Lisäksi laatan päät raudoitetaan vaakasuunnassa ja hakakoukuilla niin, että laatta ei pääse pistekuorman vaikutuksesta päästään murtumaan. Laatan päihin sijoitetaan laatan poikittaissuunnassa jakoraidoituksen lisäksi yksi raudoitustanko laatan yläpintaan ja niiden ympäri kierretään U:n muotoiset hakateräkset $\emptyset 10 \text{ k}200$. Hakojen pituus laatan päästä katsottuna laatan pituussuunnassa on oltava vähintään laatan tuen verran.

Pääraidoituksen ankkurointi

Pääteräkset täytyy ankkuroida niin, että tartuntavoimat siirtyvät luotettavasti betonille. Lasketaan tarvittava ankkurointipituus ja varmistetaan, että tukien läheisyydessä eli laatan päiden alueella ankkurointi on riittävä terästen jännityksille. (Lindberg & Kerokoski 2009, 132.)

Harjaterästen ankkurointipituuden mitoitusarvo murtorajatilassa on l_{bd} . Lasketaan ensin ankkurointipituuden perusarvo $l_{b,rqd}$. (Lindberg & Kerokoski 2009, 132–133).

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset \delta_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (18)$$

missä:

$\emptyset$ = pääterästen halkaisija

$\delta_{sd} = f_{yd}$ = pääterästen maksimijännitys

f_{bd} = harjaterästen tartuntalujuuden mitoitusarvo

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (19)$$

missä:

η_1 = tartuntaolosuhteisiin ja tangon sijaintiin liittyvä kerroin

η_2 = tangon halkaisijasta riippuva kerroin

f_{ctd} = betonin vetolujuuden mitoitusarvo

Kertoimen η_1 arvo on 1 kun oletetaan betonin tiivistyvän hyvin terästen ympärille. Kertoimen η_2 arvo on myös 1 kun käytettävät harjateräokset ovat alkaisijaltaan pienempiä kuin 32 mm. (SFS-EN 1992-1-1, 132).

Betonin vetolujuus lasketaan seuraavasti (Lindberg & Kerokoski 2009, 23):

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} \quad (20)$$

missä:

α_{ct} = pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikutustavat huomioiva vetokestävyyden pienennystekijä

$f_{ctk0,05}$ = betonin vetolujuuden ominaisarvon 5 prosentin fraktiili

$$f_{ctd} = 1 * \frac{2,0 \text{ N/mm}^2}{1,5}$$

$$\Rightarrow f_{ctd} = 1,33 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow f_{bd} = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = \frac{20 \text{ mm}}{4} \frac{434,8 \text{ N/mm}^2}{3,0 \text{ N/mm}^2}$$

$$\Rightarrow l_{b,rqd} = 725 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (21)$$

missä:

$\alpha_1 \dots \alpha_5$ = ankkurointipituuden pienennyskertoimia (SFS-EN 1992-1-1, 135)

$l_{b,min}$ = ankkurointipituuden minimiarvo

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estoraidoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraidoitus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—
missä $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$ ΣA_{st} poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} $\Sigma A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäisarvo = 0,25 A_s palkeilla ja 0 laatoilla A_s yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala K kuvan 8.4 arvot p poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd}. * Ks. myös kohtaa 8.6: Valittomilla tuilla ankkurointipituuden mitoitusarvona l_{bd} voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{b,min}$ mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalta.			

KUVA 5. Kertoimien $\alpha_1 \dots \alpha_5$ arvot (SFS-EN 1992-1-1, 135)

$\alpha_1 = 1$ (pääraudoitusta ei ole päistään taivutettu)

$$\alpha_2 = 1 - \frac{0,15(c_d - \phi)}{\phi}, \text{ mutta } \geq 0,7 \text{ ja } \leq 1,0 \quad (22)$$

missä:

c_d = betonipeitteen paksuuden huomioiva kerroin.

$$c_d = \min\left(\frac{a}{2}; c_1; c\right) \quad (23)$$

missä:

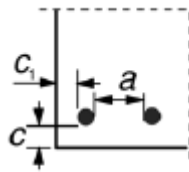
a = vierekkäisten harjaterästen välillä oleva betonin paksuus

c_1 = suojabetonipeitteen etäisyys laatan sivusuunnassa

$c = c_{nom}$ = suojabetonipeitteen paksuus laatan alapinnassa

$$c_d = \min\left(\frac{155 \text{ mm}}{2}; 90 \text{ mm}; 25 \text{ mm}\right)$$

$$\Rightarrow c_d = 25 \text{ mm}$$



a) Suorat tangot

$$c_d = \min(a/2, c_1, c)$$

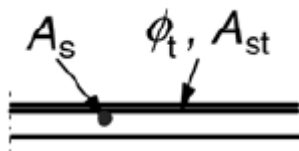
KUVA 6. Kertoimen c_d arvo suorilla harjaterästangoilla (SFS-EN 1992-1-1, 134).

$$\alpha_2 = 1 - \frac{0,15(25 \text{ mm} - 20 \text{ mm})}{20 \text{ mm}}, \text{ mutta } \geq 0,7 \text{ ja } \leq 1,0$$

$$\Rightarrow \alpha_2 = 0,96$$

$$\alpha_3 = 1 - K\lambda, \text{ mutta } \geq 0,7 \text{ ja } \leq 1,0 \quad (24)$$

Kertoimen K arvo on 0, koska pääteräkset ovat poikkileikkauksessa sijoitettuna poikittaisterästen alle (kuva 7). Tästä seuraa, että kerroin $\alpha_3 = 1,0$.



$$K = 0$$

KUVA 7. Kertoimen K arvo on 0 kun pääteräkset sijaitsevat rakenteen korkeussuunnassa poikittaisterästen alla (SFS-EN 1992-1-1, 135).

$$\alpha_4 = 0,7$$

$$\alpha_5 = 1,0$$

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo vetovoimaa ankkuroitaessa lasketaan seuraavalla kaavalla (SFS-EN 1992-1-1, 134):

$$l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}) \quad (25)$$

$$\Rightarrow l_{b,min} = \max(0,3 * 725 \text{ mm}; 10 * 20 \text{ mm}; 100 \text{ mm})$$

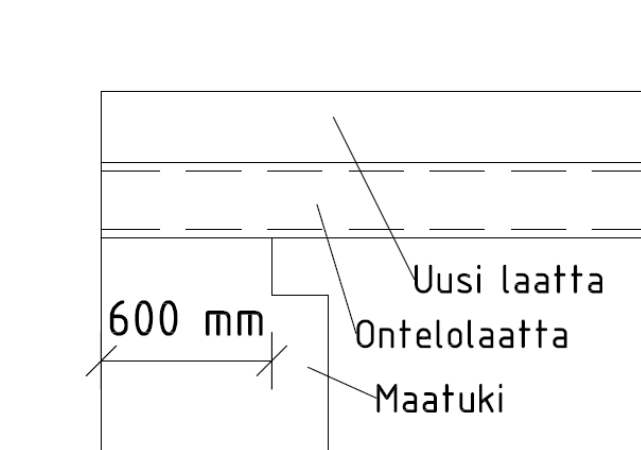
$$\Rightarrow l_{b,min} = \max(218 \text{ mm}; 200 \text{ mm}; 100 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow l_{b,min} = 218 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 1,0 * 0,96 * 1,0 * 0,7 * 1,0 * 725 \text{ mm} \geq 218 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{bd} = 488 \text{ mm}$$

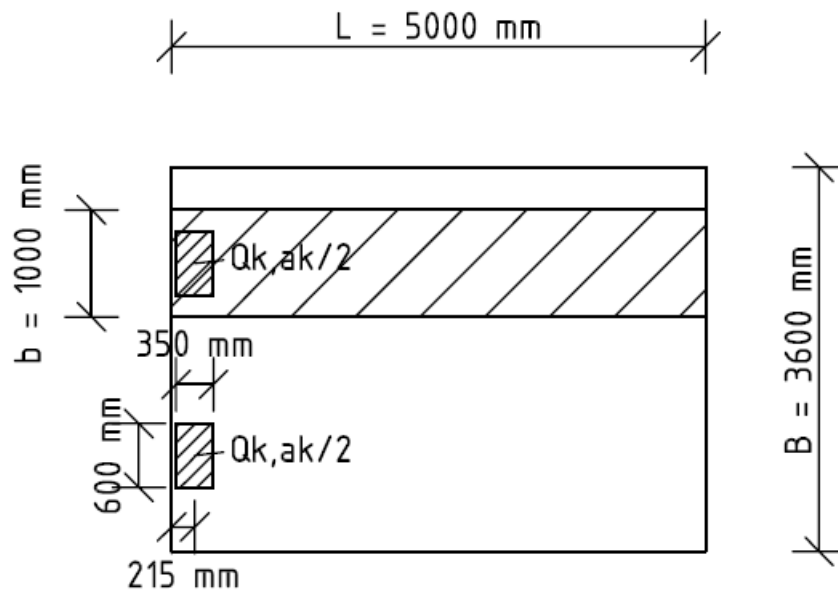
Terästen on oltava ankkuroituna tuella laatan pituussuunnassa 488 mm etäisyydelle tuen reunasta. Tuen leveys on 600 mm, joten voidaan todeta, että pääterästen ankkurointi on riittävä. Tuen leveys on esitetty kuvassa 8.



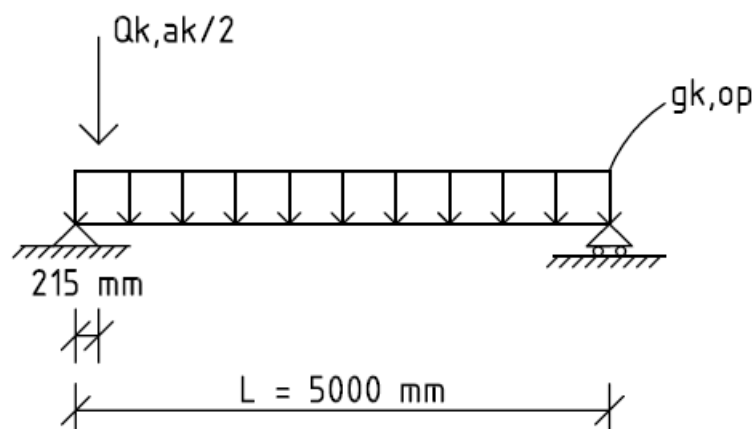
KUVA 8. Laatan tuen laskennallinen leveys.

5.2.2 Mitoitus leikkaukselle

Laatalle syntyy suurin leikkausrasitus kuormitustilanteessa, jossa kuorma-auton taka-akseli on tuen läheisyydessä etäisyydellä d , jolloin akselikuormasta puolet aiheuttaa leikkausvoimaa laatan tarkasteluleveydellä.



Laatan paksuus $h = 250 \text{ mm}$



KUVA 9. Rakennemalli leikkaukselle mitoittavassa kuormitustilanteesta.

Leikkausvoiman mitoitusarvo

$$V_{ed} = 1,15 K_{FI} \frac{g_{k,op} L}{2} + 1,35 K_{FI} \frac{Q_{k,akk}}{2} \quad (26)$$

$$\Rightarrow V_{ed} = 1,15 \frac{6,25 \frac{kN}{m} * 5 m}{2} + 1,35 \frac{150 kN}{2}$$

$$\Rightarrow V_{ed} = 119,2 kN$$

Leikkauskestävyys leikkausraudoittamattomana

Tarkastetaan kestäkö laatta sille tulevan leikkausvoiman mitoitusarvon ilman leikkausvoiman ottavaa hakaraudoitusta (Lindberg & Kerokoski 2009, 102-103):

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (27)$$

missä:

$C_{Rd,c}$ = betonin osavarmuusluvusta riippuva kerroin

k = rakenteen tehollisesta korkeudesta riippuva kerroin

ρ_l = pääraudoituksen pinta-alan ja poikkileikkauksen sivumittojen suhdeluku

k_1 = kiinteä kerroin

σ_{cp} = rakenteessa vaikuttavan normaalivoiman ja poikkileikkauksen pinta-alan suhdeluku.

b_w = tarkasteltavan poikkileikkauksen leveys

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \quad (28)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/1,5$$

$$\Rightarrow C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (29)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{215 mm}} \leq 2,0$$

$$\Rightarrow k = 1,964 \leq 2$$

$$\Rightarrow k = 1,964$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (30)$$

missä:

A_{sl} = pääraudoituksen pinta-ala

$$\rho_l = \frac{1873 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 215 \text{ mm}} \leq 0,02$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,008$$

$$k_1 \sigma_{cp} = 0 \text{ (rakenteessa ei vaikuta laatan pituussuuntaisia voimia)} \quad (31)$$

Tarkistetaan, että kaavan hakasulkulausekkeen osuus on suurempi kuin vähimmäisarvo (Lindberg & Kerokoski 2009, 103):

$$C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (32)$$

$$\Rightarrow 0,12 * 1,964 (100 * 0,008 * 30 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{3}} \geq 0,035 * 1,964^{\frac{3}{2}} * (30 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow 0,688 \text{ N/mm}^2 \geq 0,523 \text{ N/mm}^2$$

$\Rightarrow$ Käytetään sulkulausekkeen arvoa minimiarvon sijasta.

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,964 (100 * 0,008 * 30 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{3}} \right] 1000 \text{ mm} * 215 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow V_{Rd,c} = 147\,971 \text{ N} \sim 148,0 \text{ kN}$$

Mitoitusehto leikkaukselle

$$V_{ed} \leq V_{Rd,c} \quad (33)$$

$$\Rightarrow 119,2 \text{ kN} \leq 148,0 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$ Laatta kestää leikkausvoiman leikkausraudoittamattomana.

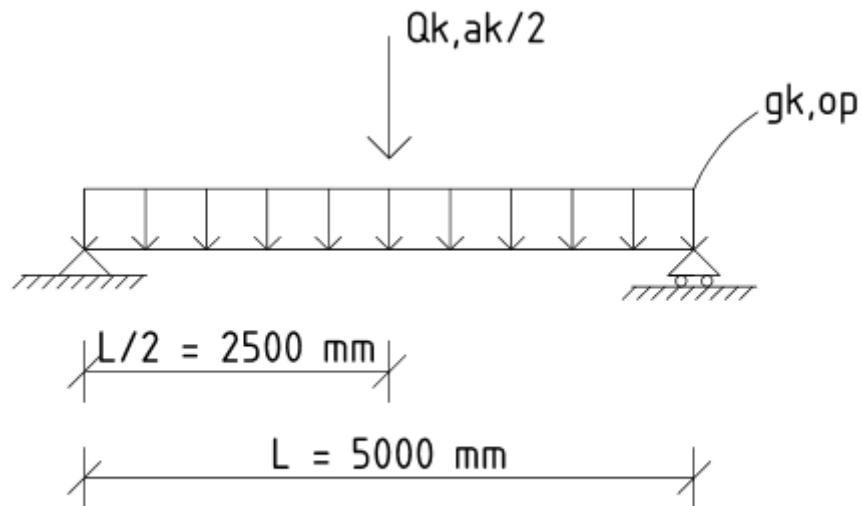
5.2.3 Käyttörajatilatarkastelut

Normaalisti rakenteiden taipuman pysyminen sallituissa rajoissa tarkistetaan laskemalla. Tässä työssä uusi teräsbetoni-laatta on mitoitettu murtorajatilassa taivutukselle ja leikkaukselle täysin itsenäisenä rakenteena ottamatta huomioon alla olevan ontelolaataston kantokykyä. Käytännössä ontelolaatasto rajoittaa rakenteen muodonmuutoksia ja ottaa kuormia, joten laatan taipumaa ei tästä syystä erikseen määritetä. Teräsbetonirakenteiden osalta tarkistetaan myös rakenteen halkeilu pitkäaikaiskuormituksen vallitessa, mutta ontelolaatasto rajoittaa tehokkaasti myös halkeilua tässä kohteessa, joten myöskään halkeilun pysymistä sallituissa rajoissa ei erikseen laskemalla tarkisteta.

5.3 T-laatta

Suunnitellaan laatan raudoitus toteutettavaksi siten, että vanhojen ontelolaattojen joka toinen ontelo avataan ja niiden korkeus hyödynnetään uudessa laattarakenteessa. T-laatan vetoraudoitus sijoitetaan onteloihin, jolloin laatan tasapaksua korkeutta onteloiden yläpuolella saadaan madallettua verrattuna tasapaksuun laattaan. Tasapaksun osuuden korkeudeksi valitaan tässä laskussa 200 mm. Kuormitusyhdistelmien varmuuskertoimet pysyvät samoina kuin tasapaksulla laattalla, mutta T-poikkileikkausta ei mitoiteta metrin kaistoina, kuten tasapaksu laatta vaan laatan laipan leveys määritellään erikseen T-poikkileikkaukselle.

5.3.1 Mitoitus taivutukselle



KUVA 10. T-laatan rakennemalli mitoittavassa kuormitustilanteessa.

Kuormitus

Laatan oma paino $g_{k,op}$ määritetään laskemalla yhteen laatan tasapaksun osuuden ja täyteen valettujen onteloiden omat painot. Määritetään keskimääräinen korkeus, jossa tasapaksuun osuuteen lisätään onteloiden osuus. Teräsbetonin tilavuuspainona käytetään 25 kN/m^3 . Suurin kuormitusleveys T-palkille on todellinen suurin etäisyys laippojen ulkoreunasta ulkoreunaan. Suurin kuormitusleveys on esitetty kuvassa 11 mitalla b .

$$g_{k,op} = 25 \text{ kN/m}^3 h b$$

missä:

$$h = 0,16 \text{ m} + \frac{\left(0,16 \text{ m} * 0,13 \text{ m} + \frac{\pi * (0,08 \text{ m})^2}{2}\right) * 7}{3,6 \text{ m}} \quad (\text{laatan keskimääräinen korkeus})$$

$$\Rightarrow h = 0,22 \text{ m}$$

$$b = \text{suurin kuormitusleveys} = 0,483 \text{ m}$$

$$\Rightarrow g_{k,op} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,22 \text{ m} * 0,483 \text{ m}$$

$$\Rightarrow g_{k,op} = 2,66 \text{ kN/m}$$

Akselikuorma:

$$Q_{k,ak} = 150 \text{ kN}$$

Taivutusmomentin mitoitusarvo

Kuormien varmuuskertoimina käytetään tasapaksun laatan tavoin murtorajatilatarkaste-
luissa pysyville kuormille 1,15 ja muuttuville kuormille 1,35 standardin SFS-EN 1990 ja
se liitteiden A1+AC mukaisesti. Akselikuormasta $Q_{k,ak}$ tulee maksimissaan puolet yh-
delle t-poikkileikkaukselle.

$$\Rightarrow M_{ed} = 1,15 \frac{2,66 \text{ kN/m} * (5 \text{ m})^2}{8} + 1,35 \frac{\frac{150 \text{ kN}}{2} * 5 \text{ m}}{4}$$

$$\Rightarrow M_{ed} = 136,1 \text{ kNm}$$

T-palkin laipan toimiva leveys

T-palkissa puristuspinnan laskennallinen leveys b_0 täytyy määrittää erikseen. $b_0 \leq b_{eff}$
ja se määritetään standardin SFS-EN 1992-1-1 (2015, 57-58) mukaan.

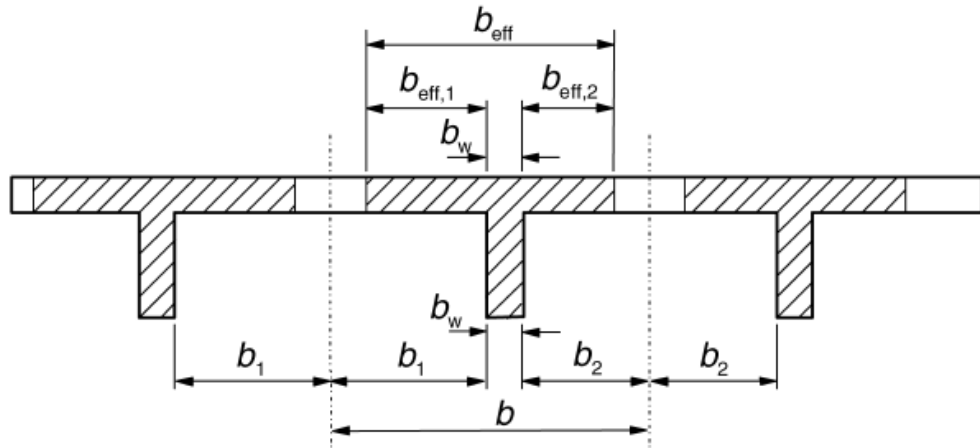
$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (34)$$

missä:

$b_{eff,i}$ = t-palkin laipan toimivan leveyden osuus uuman toisella puolella kuvan 11 mu-
kaisesti

b_w = t-palkin uuman leveys kuvan 11 mukaisesti

b = laipan suurin mahdollinen leveys kuvan 11 mukaisesti



KUVA 11. T-palkin mitat, kuten esitetty standardissa SFS-EN 1992-1-1 (2015, 58).

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1L_0 \leq (0,2L_0; b_i) \quad (35)$$

missä:

b_i = suurin mahdollinen $b_{eff,i}$:n mitta kuvan 5 mukaisesti

L_0 = laatan jänneväli

$$b_{eff,1} = 0,2 * 143 \text{ mm} + 0,1 * 6000 \text{ mm} \leq (0,2 * 6000 \text{ mm}; 143 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow b_{eff,1} = 629 \text{ mm} \leq (1200 \text{ mm}; 143 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow b_{eff,1} = 143 \text{ mm}$$

$$b_{eff,2} = 0,2 * 155 \text{ mm} + 0,1 * 6000 \text{ mm} \leq (0,2 * 6000 \text{ mm}; 155 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow b_{eff,2} = 631 \text{ mm} \leq (1200 \text{ mm}; 155 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow b_{eff,2} = 155 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w \quad (36)$$

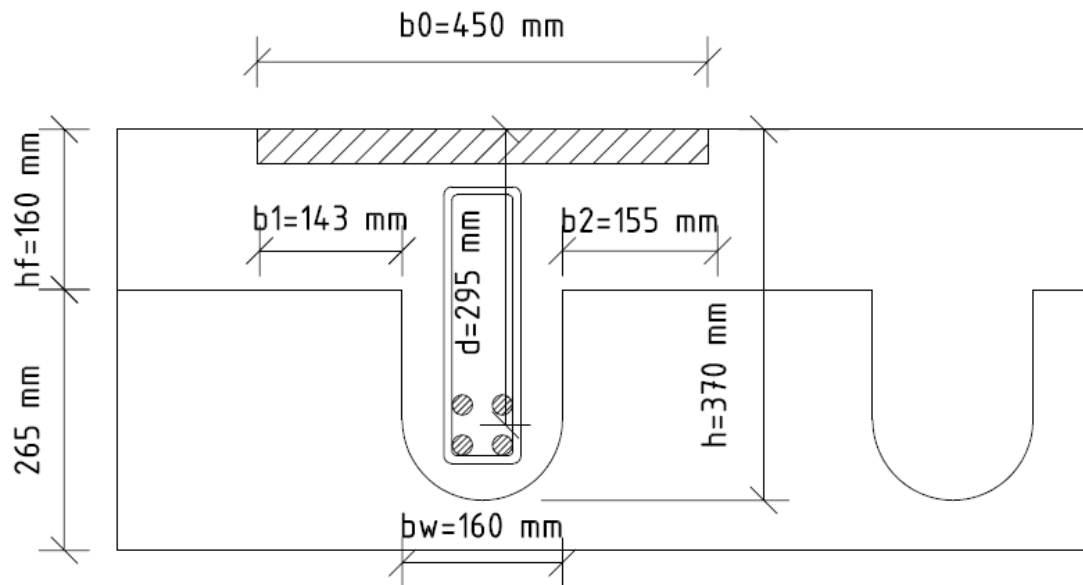
$$\Rightarrow b_{eff} = 143 \text{ mm} + 155 \text{ mm} + 160 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow b_{eff} = 458 \text{ mm}$$

Valitaan laipan toimivaksi leveydeksi $b_0 = 450 \text{ mm}$.

T-palkin tehollinen korkeus d lasketaan kuten tasapaksulle laatalle. Sijoitetaan teräkset kahteen tasoon, jolloin tehollinen korkeus on etäisyys terästen painopisteestä T-palkin yläpintaan kuvan 12 mukaisesti. $d = 295 \text{ mm}$.

T-laatan periaatepoikkileikkaus



KUVA 12. T-laatan periaatepoikkileikkaus laskentaa varten.

Suhteellinen momentti

Tutkitaan suhteellisen momentin μ avulla onko poikkileikkaus normaaliraudoitettu taivutusmomentille mitoitettaessa (Lindberg & Kerokoski 2009, 67).

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b_0 d^2 f_{cd}} \leq \mu_b \quad (37)$$

$$\mu = \frac{136,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{450 \text{ mm} \cdot (295 \text{ mm})^2 \cdot 17 \text{ N/mm}^2} \leq 0,358$$

$$\Rightarrow \mu = 0,204 \leq 0,358$$

$$\Rightarrow \mu = 0,204$$

Poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus

Lasketaan poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β . Se saadaan suhteellisen momentin kautta (Lindberg & Kerokoski 2009, 67). $\beta_{bd} = 0,493$ teräslaadulla A500HW kuvan 3 taulukon mukaan.

$$\Rightarrow \beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,204} \leq 0,467$$

$$\Rightarrow \beta = 0,231 \leq 0,467$$

$$\Rightarrow \beta = 0,231$$

T-poikkileikkaus lasketaan suorakaidepalkkina jos rakenteen puristusvyöhykkeen korkeus on korkeintaan tasapaksun osan korkuinen (Lindberg & Kerokoski 2009, 118).

$$\beta d \leq h_f \quad (38)$$

missä:

h_f = laatan tasapaksun osan korkeus. kts. kuva 10.

$$\Rightarrow 0,231 * 295 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 68,2 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Lasketaan suorakaidepalkkina.}$$

Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarssi

Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarssi on laatussa puristus- ja vetoresultanttien välinen etäisyys. Etäisyys resultanttien välillä voidaan laskea yllä lasketun poikkileikkauksen tehollisen puristuspinnan suhteellisen korkeuden ja rakenteen tehollisen korkeuden avulla (Lindberg & Kerokoski 2009, 67).

$$z = 295 \text{ mm} \left(1 - \frac{0,231}{2}\right)$$

$$\Rightarrow z = 260,9 \text{ mm}$$

Tarvittava teräsmäärä

Poikkileikkauksen minimiraudoitus:

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{2,9 \left(\frac{N}{mm}\right)^2}{500 \left(\frac{N}{mm}\right)^2} * 450 \text{ mm} * 295 \text{ mm} \geq 0,0013 * 450 \text{ mm} * 295 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = 200,2 \text{ mm}^2 \geq 172,6 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s,min} = 200,2 \text{ mm}^2$$

Taivutusmomentin vaatima vetorautoitus laatan alapinnassa:

$$\Rightarrow A_s = \frac{136,1 * 10^6 \text{ Nmm}}{260,9 \text{ mm} * 434,8 \text{ N/mm}^2} \geq 200,2 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1199,9 \text{ mm}^2 \geq 200,2 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1199,9 \text{ mm}^2 \sim 1200 \text{ mm}^2$$

Tankohalkaisija jos käytetään 4 harjaterästankoa ontelossa vetorautoituksena:

Kokeillaan Ø20 harjateräksiä:

$$4\pi r^2 \geq A_s \quad (39)$$

$$\Rightarrow 4\pi(10 \text{ mm})^2 \geq 1200 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 1257 \text{ mm}^2 \geq 1200 \text{ mm}^2$$

Tarvittavaan teräspinta-alaan päästään kun onteloon sijoitetaan kuvan 12 mallin mukaan 4 kpl halkaisijaltaan 20 mm harjateräksiä. Harjateräksiä ei niputeta yhteen, vaan käytetään irtotankoja.

Pääraudoituksen välin tulee kuitenkin olla vähintään suurin seuraavista Lindberg & Kerokoski 2009, 131):

$$k \geq \max(\emptyset; d_g + 3 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) \quad (16)$$

missä:

d_g = betonissa käytettävän kiviaineksen suurin raekoko

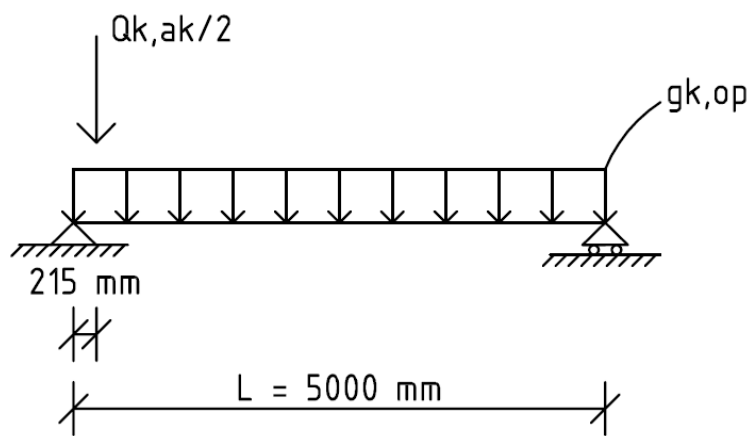
$$\Rightarrow k \geq \max(20 \text{ mm}; 16 \text{ mm} + 3 \text{ mm}; 20 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow k \geq 20 \text{ mm}$$

Onteloon sijoitettavan vetorautoituksen tankojen väli tulee olla vähintään 20 mm.

Laatan yläpinnassa käytetään #6 k150 harjateräsverkkoa pakkasrapautumaa vastaan.

5.3.2 Mitoitus leikkaukselle



KUVA 12. Rakennemalli leikkaukselle mitoittavassa kuormitustilanteessa.

$$\Rightarrow V_{ed} = 1,15 \frac{2,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 5 \text{ m}}{2} + 1,35 \frac{150 \text{ kN}}{2}$$

$$\Rightarrow V_{ed} = 108,9 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyys leikkausraudoittamattomana

Tarkastetaan kestäkö laatta sille tulevan leikkausvoiman mitoitusarvon ilman leikkausvoiman ottavaa hakarautoitusta. Kestävyys laskemiseen tarvittavat muuttujien arvot lasketaan Lindbergin ja Kerokosken (2009, 103) ohjeen mukaan:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{295 \text{ mm}}} \leq 2,0$$

$$\Rightarrow k = 1,823$$

$$\rho_l = \frac{1257 \text{ mm}^2}{160 \text{ mm} * 295 \text{ mm}} \leq 0,02$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,027 \leq 0,02$$

$$\Rightarrow \rho_l = 0,02$$

$k_1 \sigma_{cp} = 0$ (rakenteessa ei vaikuta laatan pituussuuntaisia voimia)

Tarkistetaan, että kaavan hakasulkulausekkeen osuus on suurempi kuin vähimmäisarvo (Lindberg & Kerokoski 2009, 103):

$$\Rightarrow 0,12 * 1,823 \left(100 * 0,02 * 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{3}} \geq 0,035 * 1,823^{\frac{3}{2}} * (30 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow 0,857 \text{ N/mm}^2 \geq 0,472 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Käytetään sulkulausekkeen arvoa minimiarvon sijasta.}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 1,823 \left(100 * 0,02 * 30 \text{ N/mm}^2 \right)^{\frac{1}{3}} \right] 160 \text{ mm} * 295 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow V_{Rd,c} = 40\,431 \text{ N} \sim 40,4 \text{ kN}$$

Mitoitusehto leikkaukselle

$$V_{ed} \leq V_{Rd,c} \quad (40)$$

$$\Rightarrow 108,5 \text{ kN} \leq 40,4 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{T-palkki ei kestä leikkausraudoittamattomana. Lasketaan tarvittava hakateräsmäärä.}$$

Vaadittu minimihakateräsmäärä

Määritetään poikkileikkaukselle minimihakateräsmäärä T-palkin pituusmetriä kohden.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \rho_{w,min} A_{cw} \quad (41)$$

Lasketaan leikkausraudoitussuhteen vähimmäisarvo (Lindberg & Kerokoski 2009, 129):

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (42)$$

$$\Rightarrow \rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{30 \text{ N/mm}^2}}{500 \text{ N/mm}^2}$$

$$\Rightarrow \rho_{w,min} = 0,0009$$

$$A_{cw} = b_w * 1000 \text{ mm} \quad (43)$$

$$\Rightarrow A_{cw} = 160 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_{cw} = 160\,000 \text{ mm}^2$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,0009 * 160\,000 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 140 \text{ mm}^2$$

Minimihaoituksen jakoväli

Lasketaan minimihaoitukselle jakoväli kun käytetään Ø8 harjateräksiä ja hakaraudoitus on kaksileikkeinen.

$$n = \frac{140 \text{ mm}^2}{2 * \pi * (4 \text{ mm})^2}$$

$$\Rightarrow n = 1,39 \text{ kpl/m}$$

$$k = \frac{1000 \text{ mm}}{1,39 \text{ kpl}}$$

$$\Rightarrow k = 717 \text{ mm}$$

Tarkistetaan maksimi hakaväli rakenteessa (Lindberg & Kerokoski 2009, 129):

$$k_{maks} = 0,75d \quad (44)$$

$$k_{maks} = 0,75 * 345 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow k_{maks} = 259 \text{ mm}$$

$$k \leq k_{maks} \quad (45)$$

$$\Rightarrow 717 \text{ mm} \leq 259 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow k = 259 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Valitaan } k = 250 \text{ mm}$$

Minimihaoituksen leikkausvoimakestävyys

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) z f_{ywd} \cot \theta \quad (46)$$

missä:

A_{sw} = yhden haan rinnakkaisten leikkeiden yhteenlaskettu pinta-ala

s = hakaväli

f_{ywd} = hakaterästen lujuus ($=f_{yd}$)

θ = puristussauvan kulma palkin pituusakseliin nähden

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{2 * \pi * (4 \text{ mm})^2}{250 \text{ mm}} \right) * 260,9 \text{ mm} * 434,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * \cot(26,5^\circ)$$

$$\Rightarrow V_{Rd,s} = 91\,4490 \text{ N} \sim 91,4 \text{ kN}$$

Mitoitusehto leikkaukselle

$$V_{ed} \leq V_{Rd,s} \quad (47)$$

$$\Rightarrow 108,5 \text{ kN} \leq 91,4 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$ Laatta ei kestä leikkausvoimaa minimihakateräksillä.

Leikkausvoiman vaatima hakateräsmäärä

Määritetään tarvittava hakaterästen pinta-ala palkkiosan pituusmetriä kohden Niemen (2014, 70) mukaan:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{1000 V_{ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} \quad (48)$$

$$\Rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{1000 * 108,9 * 10^3 \text{ N}}{260,9 \text{ mm} * 434,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * \cot(26,5^\circ)}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 478,6 \text{ mm}^2 \sim 479 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{479 \text{ mm}^2}{2 * \pi * (4 \text{ mm})^2}$$

$$\Rightarrow n = 4,76 \text{ kpl}$$

$$k = \frac{1000 \text{ mm}}{4,74 \text{ kpl}}$$

$$\Rightarrow 210,0 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Valitaan hakarautoituksen jaoksiksi } k = 200 \text{ mm}$$

T-palkki raudoitetaan leikkausta vastaan Ø8 k200 hakateräksillä, joissa on kaksi pystyleikettä. Hakateräket ulotetaan laatan korkeussuunnassa pituussuunnan pääterästen alapuolelta laatan yläpintaan asti. Yläpinnassa hakateräket jätetään suojabetonietäisyyden $c_{nom} = 35 \text{ mm}$ verran valun suunnitellun yläpinnan alapuolelle.

5.3.3 Laatan ja uuman välinen leikkautuminen

Laattapalkissa täytyy estää uuman ja laipan välinen leikkautuminen laippaosaan sijoitettavalla poikittaisraudoituksella. Laatassa vaikuttava puristusvoima täytyy siirtää palkin uumalle voimatasapainon säilyttämiseksi rakenteen puristetun osan ja vedetyn osan välillä.

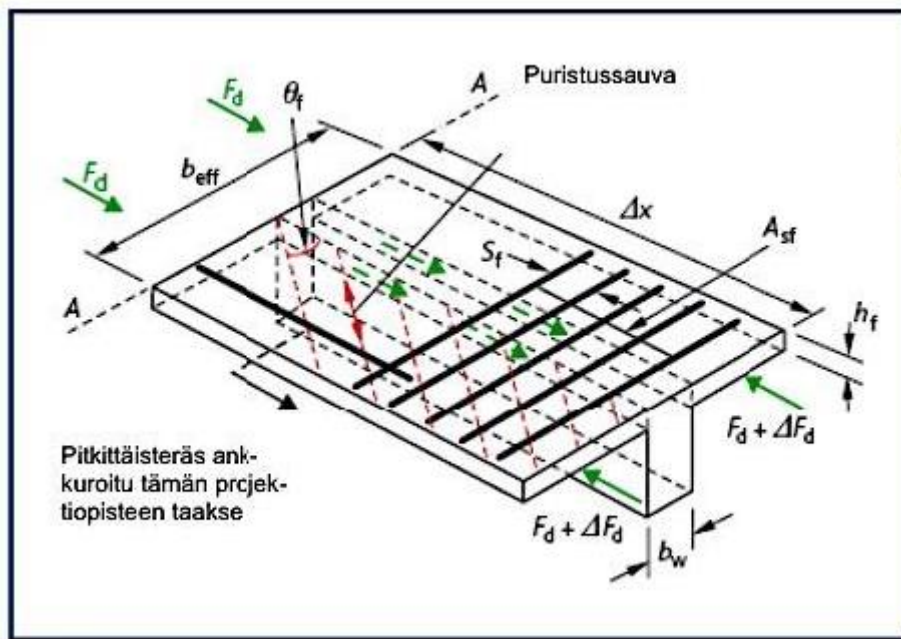
Laatan ja uuman välisen liitoksen pituussuuntainen leikkausjännitys laippaa kohden lasketaan Niemen (2014, 59) mukaan:

$$V_{ed} = \frac{\Delta M_{ed}}{2\Delta x} \frac{1}{z} \quad (49)$$

missä:

ΔM_{ed} = momentin muutos matkalla Δx

Δx = tarkastelupituus



KUVA 13. Laattapalkin laipan ja uuman rajapinnan poikkileikkauksen ja raudoituksen periaatekuva (Niemi 2014, 61)

Tarkastelupituus on enintään puolet momentin maksimikohdan ja momentin nollakohdan välisestä pituudesta (Niemi 2014, 59). Rakenteen suurin momentti aiheutuu laatan jännevälillä keskilinjalle, joten Δx on laatan jännevälillä neljäsosa:

$$\Delta x = \frac{L}{4} \quad (50)$$

$$\Delta x = \frac{5000 \text{ mm}}{4}$$

$$\Rightarrow \Delta x = 1250 \text{ mm}$$

Suurin rakennetta kuormittava taivutusmomentti $M_{ed} = 136,1 \text{ kNm}$. Tästä noin 50 % syntyy jännevälin neljäsosan etäisyydellä tuesta. Tästä saadaan, että

$$\Delta M_{ed} = 0,5 M_{ed} \quad (51)$$

$$\Rightarrow \Delta M_{ed} = 0,5 * 135,7 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \Delta M_{ed} = 68,1 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = \frac{68,1 \text{ kNm}}{2 * 1,25 \text{ m}} \frac{1}{0,261 \text{ m}}$$

$$\Rightarrow V_{ed} = 104,3 \text{ kN/m}$$

Tarvittava poikittaisraudoitus

Poikittaisraudoitus määritetään metrin kaistoille laatan jännevälin suunnassa (Niemi 2014, 60).

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{V_{ed}}{\cot \theta_f f_{yd}} \quad (52)$$

missä:

A_{sf}/s_f = tarvittavan poikittaisraudoituksen ala tarkasteluleveydellä.

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{104,3 * 10^3 \text{ N}}{\cot(26,5^\circ) * 434,8 \text{ N/mm}^2}$$

$$\Rightarrow \frac{A_{sf}}{s_f} = 119,6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{119,6 \text{ mm}^2}{\pi * (3 \text{ mm})^2}$$

$$\Rightarrow n = 4,23$$

$$k = \frac{1000 \text{ mm}}{4,23 \text{ kpl}}$$

$$\Rightarrow k = 236,3 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Valitaan poikkisuuntaisen raudoituksen jaoksiksi } k = 200 \text{ mm}$$

Valitaan laatan poikittaissuuntaiseksi raudoitukseksi harjateräs *A500HW* Ø6k200.

Tarkistetaan, että laipassa ei tapahdu vinoa puristusmurtoa (Niemi 2014, 60).

$$V_{ed} \leq v f_{cd} h_f \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (53)$$

missä:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (54)$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{30 \text{ N/mm}^2}{250}\right)$$

$$\Rightarrow v = 0,528$$

$$104,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 0,528 * 17 \text{ MPa} * 160 \text{ mm} * \sin(26,5^\circ) * \cos(26,5^\circ)$$

$$\Rightarrow 140,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 573,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Rightarrow \text{Vinoa puristusmurtoa ei pääse tapahtumaan.}$$

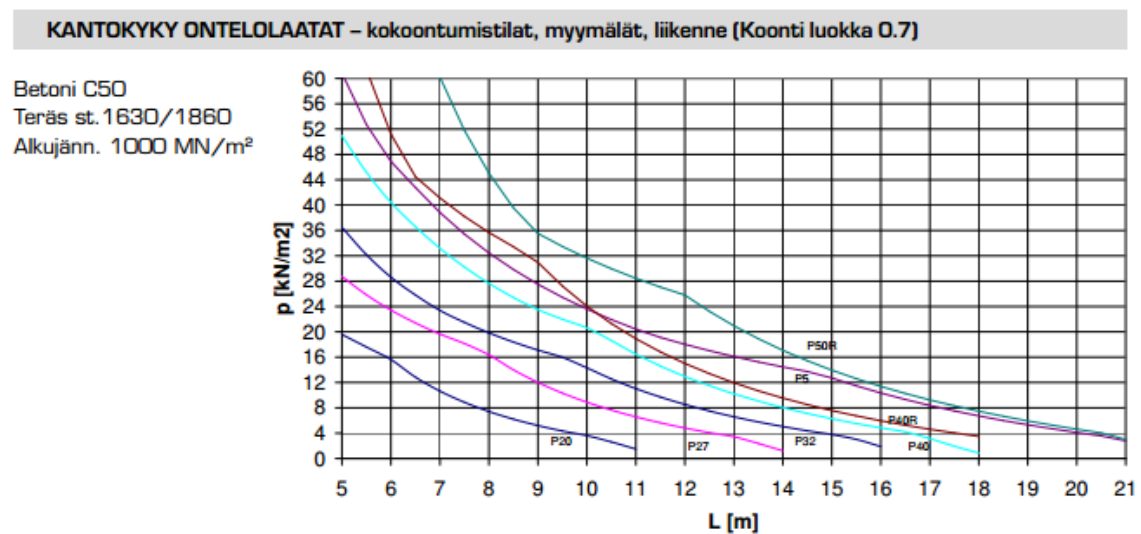
5.3.4 Käyttörajatilatarkastelut

Normaalisti rakenteiden taipuman pysyminen sallituissa rajoissa tarkistetaan laskemalla. Tässä työssä uusi teräsbetonilaatta on mitoitettu murtorajatilassa taivutukselle ja leikkaukselle täysin itsenäisenä rakenteena ottamatta huomioon alla olevan ontelolaataston kantokykyä. Käytännössä ontelolaatasto rajoittaa rakenteen muodonmuutoksia ja ottaa kuormia, joten laatan taipumaa ei tästä syystä erikseen määritetä. Teräsbetonirakenteiden osalta tarkistetaan myös rakenteen halkeilu pitkäaikaiskuormituksen vallitessa, mutta ontelolaatasto rajoittaa tehokkaasti myös halkeilua tässä kohteessa, joten myöskään halkeilun pysymistä sallituissa rajoissa ei erikseen laskemalla tarkisteta.

6 MUOTTISUUNNITTELU

6.1 Onteloiden kantavuus

Ontelolaattoja kuormittaa betonin oma paino valun aikana ennen betonin kovettumista. Tarkistetaan, että ontelot kantavat valun aikaiset kuormitukset. Kuvassa X on Parma Oy:n käyrästä alustavaa ontelolaatan korkeuden valintaa varten. Kohteen ontelolaatat ovat tunnukseltaan O27, eli niiden teoreettinen korkeus on 265 mm. Ontelolaattojen jänneväli on 5 metriä.



KUVIO 1. Parma Oy:n käyrästä ontelolaattojen kantavuudesta.

Käyrästäöllä vaaka-akselilla on ontelolaataston jänneväli L ja pystyakselilla tasan jakautunut kuormitus neliometriä kohden p . Tässä kohteessa ontelolaatalla O27 ja jännevälillä 5 m laataston kantavuus R_{Od} on noin 28 kN/m^2 . Valunaikaisena kuormituksena on laataston oman painon lisäksi valun oma paino, joka on laataston hyötykuormana, kunnes betoni kovettuu. Tasapaksu laatta aiheuttaa ontelolaatastolle suuremman kuormituksen kuin T-palkkirakenteen valukuorma, joten tarkistetaan ontelolaaston kantavuus vain tasapaksun laatan valun aikaiselle kuormitukselle. Valun aiheuttaman kuormituksen mitoitusarvoa q_d korotetaan hyötykuorman varmuuskertoimella 1,35. Tasapaksun laatan korkeus $h = 0,25 \text{ m}$ ja betonin oma paino $g_{k,b} = 25 \text{ kN/m}^3$.

$$q_d = 1,35 g_{k,b} h \quad (55)$$

$$q_d = 1,35 * 25 \text{ kN/m}^3 * 0,25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q_d = 8,44 \text{ kN/m}^2$$

Betonin aiheuttaman valun aikaisen kuormituksen on oltava pienempi kuin ontelolaatatton kantavuus:

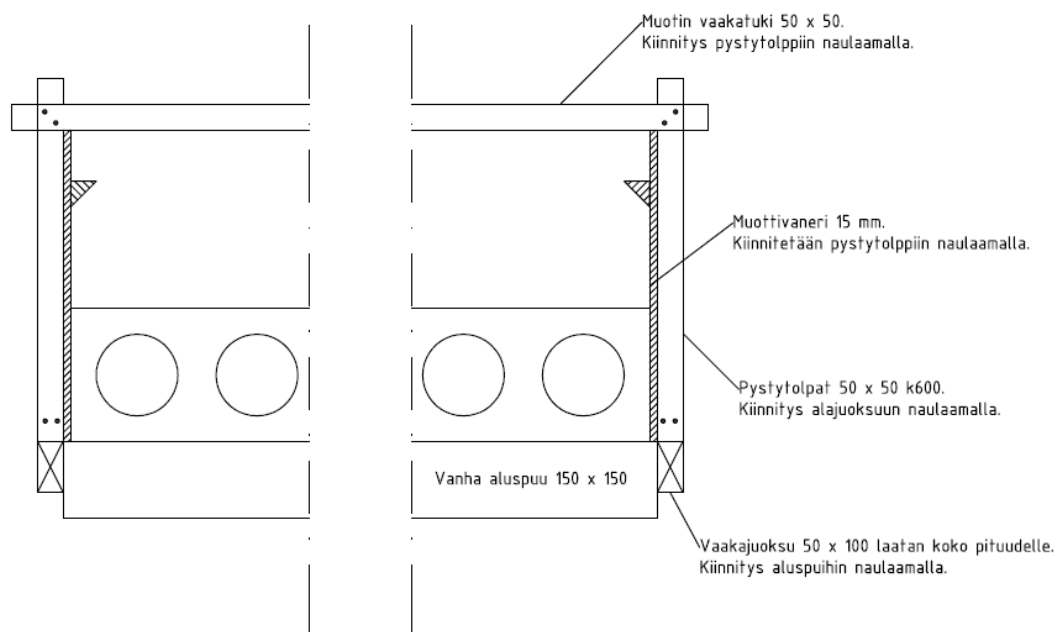
$$q_d \leq R_d \quad (56)$$

$$\Rightarrow 8,44 \text{ kN/m}^2 \leq 28 \text{ kN/m}^2$$

$\Rightarrow$ Ontelolaatat kestävät muottina päälle tulevan valun painon.

6.2 Muotin sivut

Uusi laatta valetaan vanhojen ontelolaattojen päälle ja ontelolaatat toimivat alapinnan muottina. Muotin seinät tehdään 12 mm havuvanerista, jotka tuetaan vanerin takana olevilla 50 mm x 50 mm kokoisilla puutolpilla. Vanerin yläpään taipuminen estetään laatan yli reunalta reunalle tulevilla 50 mm x 50 mm kokoisilla puupalkeilla, jotka kiinnitetään naulaamalla reunalla oleviin pystypuihin. Muotin pystyleikkaus on esitetty kuvassa 14.



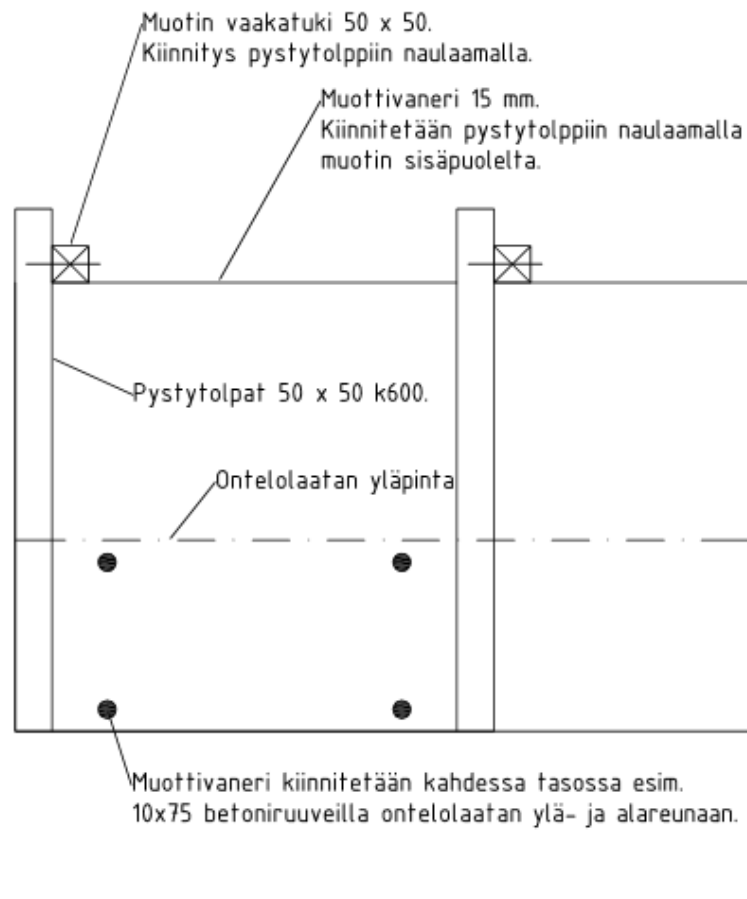
KUVA 14. Valumuotin periaatteellinen pystyleikkaus.

Ontelolaattojen alla on vanhat vaakasuunnassa koko laatan leveydellä kulkevat aluspuut noin 800 mm jaolla. Aluspuut eivät ulotu ontelolaattojen päähän asti, koska metrin matkalla laataston molemmissa päissä on anturat. Laatan keskialueella aluspuiden päähän naulataan kiinni koko tulevan uuden laatan pituudella kulkeva vaakajuoksu. Vaakajuoksuun kiinnitetään naulaamalla pystytolpat 600 mm välein. Pystytolppien ja ontelolaataston reunan väliin tulee 15 mm paksu vanerilevy, joka kiinnitetään pystytolppiin naulaamalla valun puolelta. Levy naulataan kahdella naulalla jokaiseen pystytolppaan. Muottivanerin alareuna tulee noin 50 mm ontelolaatan alareunan yläpuolelle, koska todellisuudessa ontelolaatan sivu ei ole pystysuora, vaan laatan alareuna tulee sivusuunnassa ulommaksi kuin laatan sivu muuten.

Vanerin yläpuolella tulee vaakapuu koko valun yli, jotta muotin yläreuna ei pääse taipumaan ulospäin betonin aiheuttaman paineen vuoksi. Vaakapuu naulataan pystytolppiin kuvan 14 osoittamalla tavalla. Pystytolpat ja vaakapuu katkaistaan noin 50 mm ylipitkäksi puiden halkeiluriskin pienentämiseksi, kuten kuvassa 14 on osoitettu.

Laatan päiden alueella muottivanerin alareuna kiinnitetään suoraan ontelolaataston kylkeen betoniruuveilla. Betoniruvit sijoitellaan kahteen tasoon laatan korkeussuunnassa. Laatan päätyalueen muotin periaate on esitetty kuvassa 15. Muottivanerin kiinnitys pystytolppiin ja pystytolppien kiinnitys vaakatulppiin tehdään kuten muotin keskialueellakin.

Muotin reunoihin kiinnitetään kolmiorima kiertämään valun yläpinnan tasolla kuvan 14 mukaisesti, jotta laatan reunat kestävät paremmin pakkasrapautumaa.



KUVA 15. Muotin periaatekuva sivustapäin muotin päätyjen alueella.

7 TYÖOHJEET

7.1 Tasapaksu laatta

7.1.1 Muottityöt

Tasapaksu laatta ei vaadi erityisiä ennakkoimenpiteitä ennen muottitöiden aloittamista. Tasapaksu laatta valetaan suoraan vanhojen ontelolaattojen alle ja vanhat ontelot tarjoavat valmiin muottipinnan laatan alapuolella. Muottityöt tehdään muottisuunnitelman mukaisesti. Muotti tehdään ensin valmiiksi laatan pituuden suuntaisilta reunoilta ja päätyjen muotit tehdään vasta raudoitustöiden jälkeen, jotta työskentely raudoitusvaiheessa olisi sujuvampaa. Muottiin merkitään valun yläpinta esimerkiksi nauloilla niin, että se näkyy myös betoniroskeiden alta.

7.1.2 Raudoitus

Laatta raudoitetaan luvun 5.2 suunnitelmien mukaan. Suojabetonietäisyyksien toteutuminen laatan alapinnassa varmistetaan raudoituksen alle tulevilla raudoitusvälikkeillä. Välikkeitä asetetaan raudoituksen alle riittävällä jaolla niin, että raudoitus ei pääse taipumaan välikkeiden välillä. Poikkisuunnan raudoitus sidotaan pituussuunnan pääteräksiin kuparisilla sidelangoilla. Laatan yläpinnan verkko sidotaan sidelangoilla valumuotin yläpinnassa oleviin vaakapuihin niin, että verkko ei pääse merkittävästi taipumaan.

Ennen valua varmistetaan raudoituksen ja valumuotin suunnitelmienmukaisuus silmämääräisesti ja tarvittaessa muotin osalta kokeilemalla, että muotti ei mistään kohdasta pääse taipumaan tai liikkumaan niin, että se voisi betonin aiheuttamasta paineesta pettää.

7.1.3 Valu

Ennen valua on huolehdittava, että ontelolaattojen yläpinta on puhdistettu. Muottipinta kastellaan ennen valua.

Laatan valu tehdään suoraan pumppuautosta muottiin. Pumppuauto ajatetaan sillan maantien puoleiselle tieosuudelle ja valu aloitetaan sillan talon puoleisesta päästä. Valu etenee talon puoleisesta päädyistä maantien puoleiseen päätyyn ja valun edetessä betoni tiivistetään muottiin tärysauvalla. Tiivistys tehdään tärysauvalla valun koko syvyydellä ja laatan koko alueella niin, että betoni varmasti tiivistyy tasaisesti koko valun alueella. Betonin pinta hierretään suunniteltuun valutasoon alumiinilinjaarilla kun betoni on tiivistetty muottiin. Pintaan hierretään kaadot keskeltä laatan molemmille sivuille. Kaadon on oltava vähintään 1:50, jotta sateella vesi pääsee valumaan laatan päältä pois. Valun paksuus on oltava muotin reunoilla suunnitellun laatan paksuuden verran.

7.1.4 Jälkihoito

Pinnan halkeilun vähentämiseksi valun pinta hierretään valun jälkeen heti kun pinta kestää kävelyä.

Hiertämisen jälkeen valu peitetään rakennusmuovilla, jotta betonin kovettuessa siitä ei pääse haihtumaan kosteus liaksi pois. Tämä vähentää betonin kutistumishalkeamia ja parantaa betonin pinnan kestävyyttä. (Lujabetoni: Betonin jälkihoito).

7.2 T-laatta

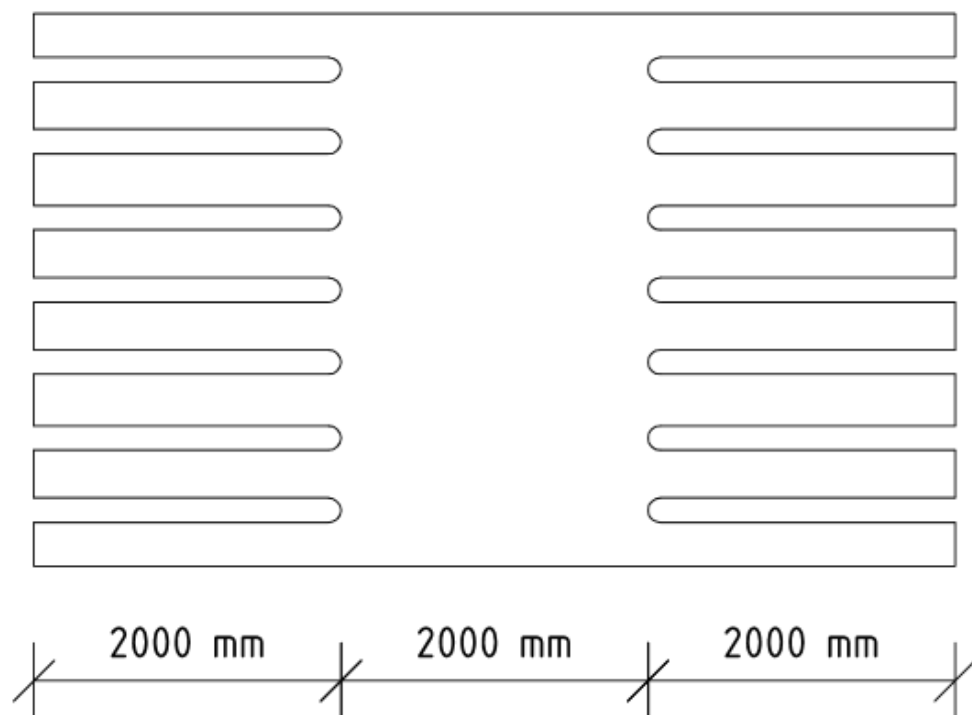
7.2.1 Onteloiden raudoitus ja valu

T-laatan rakenteen vuoksi valu täytyy tehdä paloittain. Ensiksi valetaan avatut ontelot ja niiden jälkeen vasta laatan tasapaksu osuus. Ensimmäisessä vaiheessa avataan joka toisesta ontelosta pituussuunnassa kolmannes onteloiden molemmista päistä kuvan X mukaisesti. Ensimmäinen avattava ontelo on molemmissa reunalaatoissa laatan toinen ontelo ulkoreunasta katsottuna.

Pituussuunnan vetoteräksset asennetaan onteloihin koko ontelon pituudelle T-laatan suunnitelmien mukaan. Hakateräksset sijoitetaan onteloihin avatulle osuudelle. Hakateräksset kiinnitetään sidelangoilla pääteräksiin ja raudoitteet nostetaan irti onteloiden pohjasta raudoitusvälikkeillä. Välitteitä asennetaan riittävä määrä, jotta raudoite pysyy koko laatan pituudella vähintään suojabetonietäisyyden verran irti onteloiden pohjasta ja reunoista. Hakaterästen läpi pujotetaan suunnitelmien mukaiset yläpinnan pituussuuntaiset teräksset ja ne sidotaan hakaterästen yläkulmiin sidelangoilla, kuten alapinnan pääteräksinkin. Yläpinnan pituussuunnan teräksset varmistavat hakaterästen pysymisen paikoillaan.

Avattujen onteloiden laatan keskilinjan puoleiset päädyt tukitaan valua varten. Laatan päätyjen puoleiset ontelot tukitaan, mikäli onteloiden päätyjen muovitulpat ovat vaurioituneet tai puuttuvat kokonaan.

Avatut osuudet valetaan ensin täyteen, minkä jälkeen avataan onteloiden keskimäinen osuus. Hakateräksset taivutetaan suorakaiteen muotoisiksi suljetuiksi lenkeiksi, joten keskimäisen osuuden hakaterästen yläpuolisen lenkin taivutus täytyy tehdä vasta kun hakateräksset on saatu pujotettua pääterästen alapuolelta paikoilleen.



KUVA 16. Onteloiden aukaisupituus ensimmäisessä vaiheessa.

7.2.2 Tasapaksun osuuden muottityöt ja valu

T-laattaa varten tehdään valumuotti valun tasapaksua osuutta varten. Muotti tehdään kuitenkin tasapaksulle laatalle muottisuunnitelmien mukaisesti. Tasapaksun osuuden valu tehdään saman ohjeen mukaan kuin kokonaan tasapaksun laatan valu.

7.2.3 Jälkihoito

Pinnan halkeilun vähentämiseksi valun pinta hierretään valun jälkeen heti kun pinta kestää kävelyä.

Hiertämisen jälkeen valu peitetään rakennusmuovilla, jotta betonin kovettuessa siitä ei pääse haihtumaan kosteus liiaksi pois. Tämä vähentää betonin kutistumishalkeamia ja parantaa betonin pinnan kestävyyttä. (Lujabetoni: Betonin jälkihoito).

7.3 Tien korkeus

Uusi laattarakenne nostaa tien pinnan tasoa ylöspäin. Tästä syystä tien pinta on muotoiltava uudestaan sillan molemmista päistä. Tien pinnan korotus tehdään soralla riittävän kaukaa, jotta sillalle ajaminen olisi sujuvaa.

8 TOTEUTUSVAIHTOEHTOJEN VERTAILU

8.1 Kustannukset

Liitteessä 1 on esitetty materiaalien ja tarvittavien työkalujen kustannuslaskelmat sekä tasapaksulle, että T-palkkirakenteelle. Toteutusvaihtoehdoista tasapaksun laatan kustannukset ovat 1940,94 euroa ja T-palkkirakenteen kustannukset 2261,67 euroa. Kustannukset on laskettu kirjoitushetkellä ajankohtaisin hinnoin eri kauppiailta, jotka on esitetty taulukossa. Työkalujen vuokrat ovat Hämeen Rakennuskone Oy:n listavuokria.

Kustannukset on laskettu arvonlisäverollisina kuluttajahintoina, koska työn tilaaja on yksityinen taho, joka toteuttaa työn omakustanteisesti. Materiaalien menekit on määritetty kohteen rakennesuunnitelmien mukaan ja laskelmissa on otettu huomioon materiaalihukka, jota aiheutuu etenkin muotti- ja raudoitustöissä. Toteutusvaihtoehdoista tasapaksu laatta on materiaali- ja työkalukustannuksiltaan yhteensä 320,73 euroa edullisempi kuin T-palkkirakenne.

8.2 Työn toteutus

Tasapaksu laatta on toteutuksen kannalta selvästi yksinkertaisempi toteuttaa, koska vanha ontelolaatta voidaan suoraan hyödyntää muottipintana ilman erillisiä valmistelutöitä. T-palkkirakenteen toteutuksessa onteloiden avaaminen joudutaan tekemään paloittain onteloiden pituussuunnassa sillä onteloa ei voida avata koko matkaltaan kerralla ontelolaatan kestävyysvarmistamiseksi. Onteloiden avaaminen paloittain luo haasteita myös raudoitustyölle ja valulle kun onteloiden valu joudutaan tekemään maksimissaan jännevälin kaksi kolmannesta kerrallaan.

8.3 Yhteenveto

Tasapaksu laatta on rakennustyön nopeuden ja yksinkertaisuuden, sekä kustannusten osalta edullisempi kuin T-palkkirakenne. Tässä kohteessa työn selkeyden vuoksi tasapaksu laatta on suositeltava vaihtoehto sillan kantavuuden parantamiseksi.

9 POHDINTA

Vanhan rakenteen kantavuuden parantamisen suunnittelu ja teräsbetonirakenteiden mitoitusmenetelmiin tutustuminen opettivat teräsbetonirakentamisesta ja vanhan rakenteen hyödyntämisestä muottirakenteena. Mitoituslaskelmia tehdessä betonirakenteiden eurokoodi ja muut alan standardit tulivat tutuiksi. Uuden kansirakenteen toteutusvaihtoehdoista tuli selkeitä ja kohteen uudet kuormitusvaatimukset huomioon ottaen kustannustehokkaita ja toteutettavissa olevia.

Suunnittelutyön haasteena olivat uuden kantavuusvaatimuksen aiheuttamat suuret rasitukset rakenteelle ja uuden rakenteen toteuttaminen kustannustehokkaasti ja yksinkertaisesti työn toteutuksen kannalta.

Tässä työssä käsiteltyjen kahden korjausvaihtoehdon lisäksi olisi mahdollista laskea vanhan ontelolaataston kantokyky ja hyödyntää sitä uuden laattarakenteen kanssa. Tällöin päästäisiin matalampaan laattapaksuuteen uuden laatan osalta ja kustannuksissa tulisi säästöä.

Lisäksi olisi mahdollista pohtia vanhojen onteloiden hyödyntämistä muullakin tapaa kuin tässä työssä tarkasteltuna T-palkkirakenteena. Avattavien onteloiden määrää voitaisiin vähentää tai onteloiden avaamisen sijasta uusi laattarakenne voitaisiin liittää valettaviin onteloihin sijoittamalla onteloista pystysuuntaiset harjaterästartunnat päälle valettavaan laattaan.

Valittuun korjausvaihtoehtoon vaikutti tarve toteuttaa työ mahdollisimman selkeästi, sekä alkuperäisen rakenteen säilyttäminen mahdollisimman kantokykyisenä vahvennustyön aikana ilman erillistä lisätuentaa.

LÄHTEET

Lindberg, R. & Kerokoski, O. 2009. Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet.

Lujabetoni. Betonin jälkihoito. Luettu 15.04.2016. http://www.lujabetoni.fi/instance/data/prime_product_julkaisu/luja/embeds/lujabetoniwwwstructure/17527_betonin_jalkihoito.pdf_1477424063.pdf

Niemi, J. 2014. Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan, opetusmateriaali Tampereen Ammattikorkeakoulun käyttöön. Rakennustekniikan ylempi ammattikorkeakoulututkinto. Tampereen Ammattikorkeakoulu. Opinnäytetyö

SFS-EN 1990 + A1 + AC Eurokoodi 0. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Suomen Standardisoimisliitto SFS, Helsinki 2006. 85 s. + liit. 98 s.

SFS-EN 1991-1-1 + AC Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Suomen Standardisoimisliitto SFS, Helsinki 2002. 45 s. + liit. 25 s.

SFS-EN 1991-2 Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat. Suomen Standardisoimisliitto SFS, Helsinki 2004. 103 s. + liit. 40 s.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Standardisoimisliitto SFS, Helsinki 2015. 194 s. + liit. 23 s.

LIITTEET

Liite 1. Tasapaksun laatan kustannuslaskelma

Liite 2. Laatta-palkkiratkaisun kustannuslaskelma

Liite 3. Tasapaksun laatan raudoituspiirustus

Liite 4. Laatta-palkkiratkaisun raudoituspiirustus

Tasapaksu teräsbetoni-laatta h=250

Materiaalit:	Määrä	Yksikkö	Hinta/yksikkö (euroa)	Hinta yht. (alv. 24 %)	Myyjä
Betoni C30/37 #16 XF3	6	m3	181.53	1089.18	Rudus
Harjateräs A500HW 20x6000	21	kpl	13.7	287.7	Taloon.com
Harjateräs A500HW 10x6000	32	kpl	3.5	112	Taloon.com
Harjateräsverkko B500K #6k150	2	kpl	38.9	77.8	Taloon.com
Havuvaneri 2440x1200x15	4	kpl	29.9	119.6	Taloon.com
Kuusi mitallistettu 50x50x4200	67	m	0.89	59.63	Taloon.com
Betoniruuvit 8x75	1	pkt/50 kpl	59.5	59.5	Stark
Raudoitustuki Meltex E100	1	pkt/100 kpl	29.9	29.9	Taloon.com
Sidelanka hehkutettu 1,2x400	1	nippu/5 kg	19.5	19.5	Taloon.com

Materiaalit yht. (alv. 24 %) 1854.81 euroa

Vuokrattavat koneet:	Määrä	Yksikkö	Päivävuokra (euroa)	Vuokra yht. (alv. 24 %)	Vuokraamo
Tärysauva	1	kpl	21.8	21.8	HRK
Alumiinilinjaari	1	kpl	5.08	5.08	HRK
Raudoituskoukku	2	kpl	3.86	7.72	HRK
Lankasakset, isot	1	kpl	15.15	15.15	HRK
Kuviosaha	1	kpl	14.09	14.09	HRK
Iskuporakone	1	kpl	9.9	9.9	HRK

Vuokrakoneet yht. (alv. 24 %) 73.74 euroa

Muut:	Määrä	Yksikkö	Hinta/yksikkö (euroa)	Hinta yht. (alv. 24 %)	Myyjä
Kiviporanterä	1	kpl	9.9	9.9	Motonet
Kuusiopää betoniruuveille	1	kpl	2.49	2.49	Byggmax

Muut yht. (alv. 24 %) 12.39 euroa

Kokonaiskustannukset (alv. 24 %) 1940.94 euroa

Teräsbetoninen T-palkki h=160/425

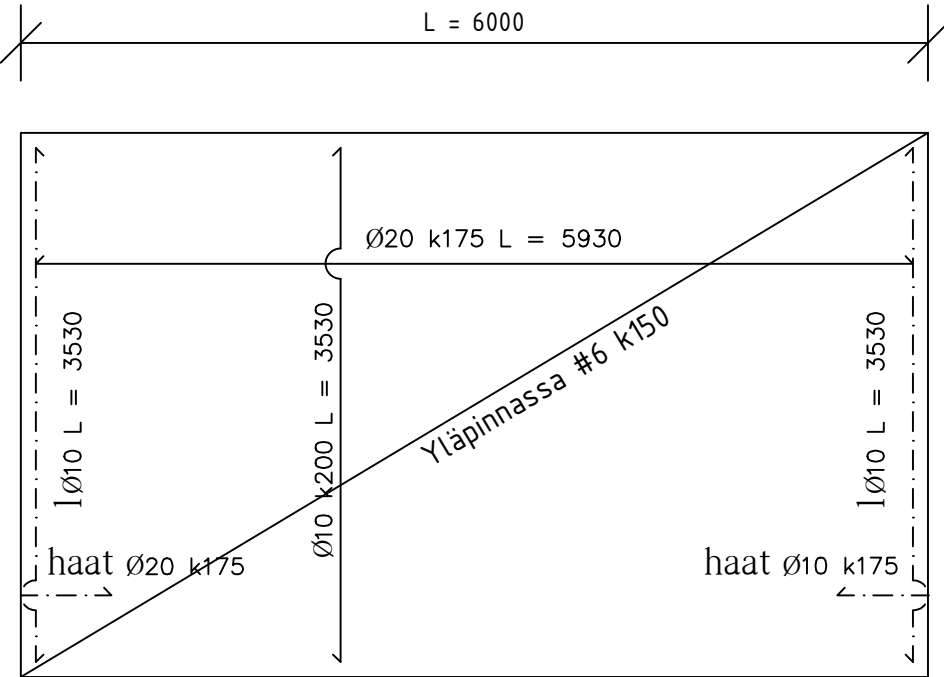
Materiaalit:	Määrä	Yksikkö	Hinta/yksikkö (euroa)	Hinta yht. (alv. 24 %)	Myyjä
Betoni C30/37 #16 XF3	5	m3	181.53	907.65	Rudus
Harjateräs A500HW 20x6000	28	kpl	13.7	383.6	Taloon.com
Harjateräs A500HW 6x6000	32	kpl	3.5	112	Taloon.com
Harjateräs A500HW 8x6000	27	kpl	2.3	62.1	Taloon.com
Harjateräsverkko B500K #6k150	2	kpl	38.9	77.8	Taloon.com
Havuvaneri 2440x1200x15	4	kpl	29.9	119.6	Taloon.com
Kuusi mitallistettu 50x50x4200	67	m	0.89	59.63	Taloon.com
Betoniruuvit 8x75	1	pkt/50 kpl	59.5	59.5	Stark
Raudoitustuki Meltex E100 h=25	1	pkt/100 kpl	29.9	29.9	Taloon.com
Sidelanka hehkutettu 1,2x400	1	nippu/5 kg	19.5	19.5	Taloon.com
Materiaalit yht. (alv. 24 %)				1831.28	euroa

Vuokrattavat koneet:	Määrä	Yksikkö	Tarveaika (pv)	Päivävuokra (euroa)	Päivävuokra 1. pv:n jälkeen (euroa)	Vuokra yht. (alv. 24 %)	Vuokraamo
Tärysauva	1	kpl	2	21.8	16.16	37.96	HRK
Alumiinilinjaari	1	kpl	2	5.08	3.84	8.92	HRK
Raudoituskoukku	2	kpl	2	3.86	2.33	12.38	HRK
Lankasakset, isot	1	kpl	2	15.15	10.69	25.84	HRK
Kuviosaha	1	kpl	2	14.09	8.59	22.68	HRK
Iskuporakone	1	kpl	2	9.9	7.03	16.93	HRK
Holvisaha	1	kpl	2	145.55	107.74	253.29	HRK
Holvisahan terä	1	kpl	2	40	0	40	HRK
Vuokrakoneet yht. (alv. 24 %)						418	euroa

Muut:	Määrä	Yksikkö	Hinta/yksikkö (euroa)	Hinta yht. (alv. 24 %)	Myyjä
Kiviporanterä 8 mm	1	kpl	9.9	9.9	Motonet
Kuusiopää betoniruuveille 8 mm	1	kpl	2.49	2.49	Byggmax
Muut yht. (alv. 24 %)				12.39	euroa

Kokonaiskustannukset (alv. 24 %) 2261.67 euroa

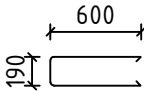
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



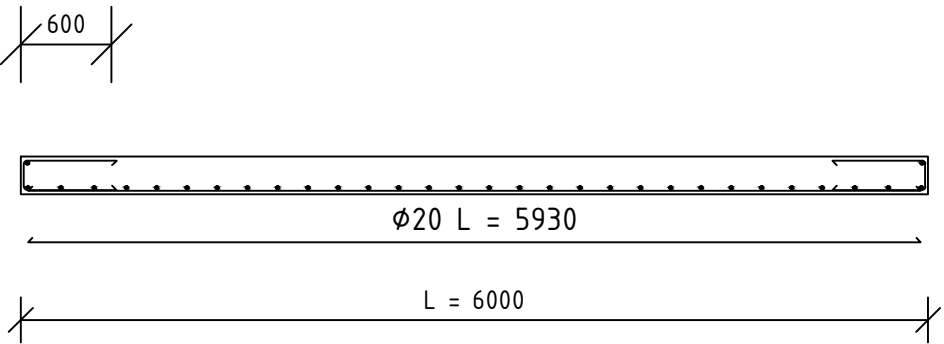
Teräket: A500HW
Beton: C30/37
Laatan pakkuus 250 mm

Pituussuunnan teräket: 21 kpl Ø20 L = 5930
Poikkisuunnan teräket: 30 kpl Ø10 L = 3530
Yläpinnan verkko: #6 k150

Päätyjen haat: 36 kpl Ø10
Päätyjen yläpinnan poikkisuuntaiset teräket: 2 kpl Ø10 L = 3530

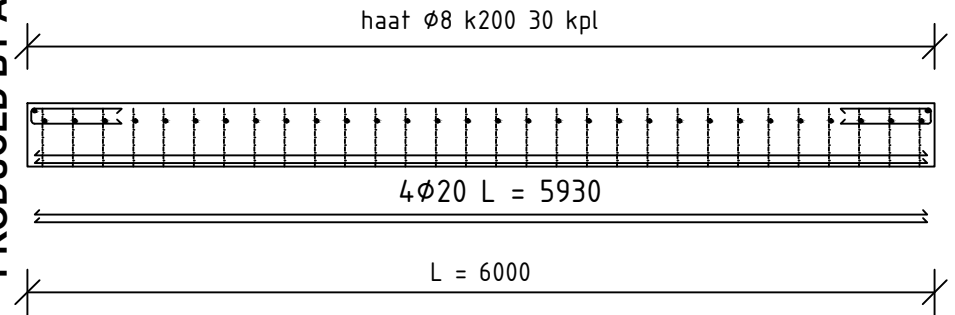
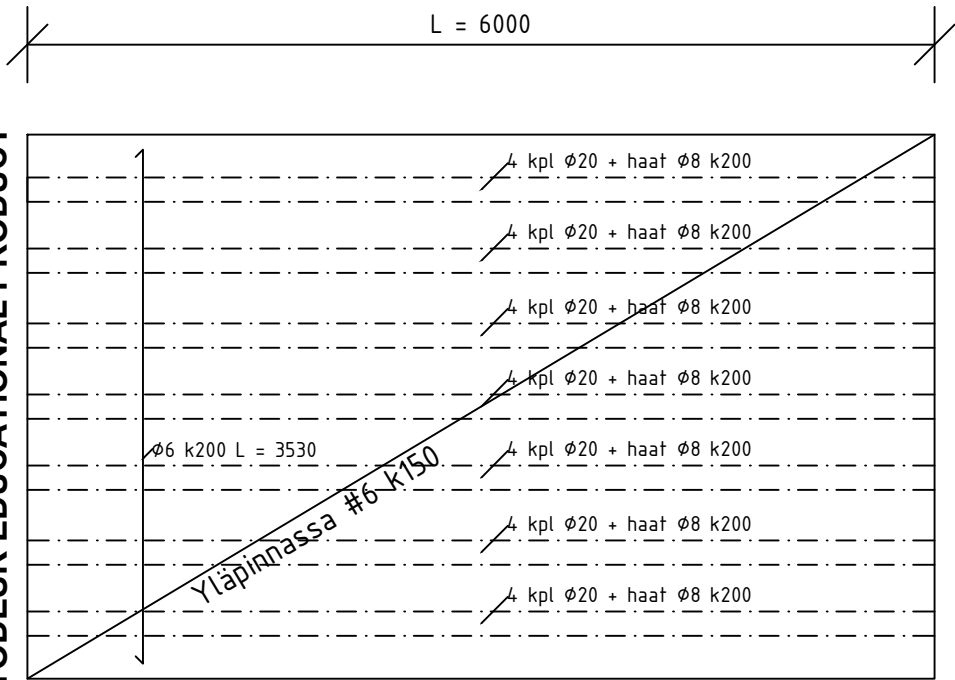


Päätyjen haat Ø10



Kaupunginosa	Kortteli/tila	Tontti/mo	Viranomaisten merkintöjä
Rakennusoimenpide	Juoks.no		
Korjauskohde	Piiustuslaji		
Rakennuskohde	Piiustuksen sisältö		Mittakaavat
Vanhan betonisillan perusparantaminen	Raudoituspiiustus		1 : 50
Tasapaksu tb-laatta h=250	Suunnitteluala, työnmero ja piiustusnumero		Muutos
Opinnäytetyö	Allekirjoitus		
Päiväys, suunnittelija, nimen selvennys ja koulutus	Yhteyshenkilö		Tiedosto
20.4.2016 Niko Tuovinen			

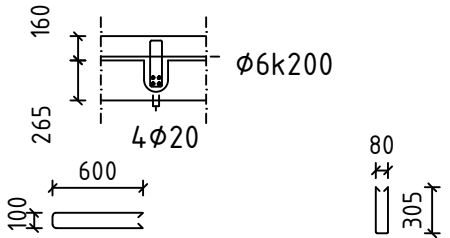
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



Teräket: A500HW
Betoni: C30/37
Laatan pakkuus 160/425 mm

Pituus suunnan teräket: 28 kpl Ø20 L = 5930
Poikkisuunnan teräket: 30 kpl Ø6 L = 3530
Yläpinnan verkko: #6 k150

Haat: 210 kpl Ø8
Päätyjen haat: 36 kpl Ø6
Päätyjen yläpinnan poikkisuuntaiset teräket: 2 kpl Ø6 L = 3530



Päätyjen haat Ø6 Pituus suunnan haat Ø8

Kaupunginosa	Kortteli/tila	Tontti/mo	Viranomaisten merkintöjä
Rakennusosienpide	Korjauskohde		Piirustuslaji
Rakennuskohde			Juoks.no
Vanhan betonisillan perusparantaminen			Piirustuksen sisältö
Teräsbetoninen laatta-palkki h=160/425			Mittakaavat
Opinnäytetyö			1 : 50
	Allekirjoitus	Suunnitteluala, työnmero ja piirustusnumero	Muutos
Päiväys, suunnittelija, nimen selvennys ja koulutus		Yhteyshenkilö	Tiedosto
20.4.2016 Niko Tuovinen			