

TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Talonrakennustekniikka

Opinnäytetyö

Joni Lehtonen

**TERÄSBETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU
VENÄLÄISEN RAKENNUSNORMISTON MUKAISESTI**

Työn ohjaaja
Työn teettäjä
Tampere 2008

TkL Olli Saarinen
Insinööritoimisto A-Insinöörit Oy, valvojana DI Seppo Suuriniemi

TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Talonrakennustekniikka

Lehtonen, Joni

Teräsbetonirakenteiden suunnittelu

venäläisen rakennusnormiston mukaisesti

Opinnäytetyö

87 sivua + 1 liite (9 liitesivua)

Työn ohjaaja

TkL Olli Saarinen

Työn teettäjä

Insinööritoimisto A-Insinöörit Oy, valvojana DI Seppo Suuriniemi

Huhtikuu 2008

Hakusanat

rakennesuunnittelu, teräsbetoni, Venäjä

TIIVISTELMÄ

Venäjälle kohdistuvan vientisuunnittelun ongelmana on ollut uuden paikallisen rakennusnormiston heikko tunteminen ja uusimpien normikäännösten puuttuminen. Betoni- ja teräsbetonirakenteiden suunnittelussa on osin sovellettu vanhaa normistoa ja osin Suomen normistoa, minkä vuoksi on ollut tarpeellista tehdä selvitystä uudistuneista venäläisistä suunnitteluohjeista ja –määräyksistä.

Työn tavoitteena oli perehtyä uusimman venäläisen betoni- ja teräsbetonirakenteiden suunnittelunormin SNiP 52-01-2003 /6/ ja sen ohjeteoksen SP 52-101-2003 /7/ mukaisiin määräyksiin ja ohjeisiin. Tarkemman selvityksen kohteena olivat normin selkeästi uudistuneet ja käytännön suunnittelutyössä usein käytetyt osa-alueet.

Suomenkielisen lähdemateriaalin puutteesta johtuen työ suoritettiin epätarkan venäjä-englanti-tietokonekäännöksen ja osittaisten venäjä-suomi-käännöstekstien avulla. Referenssilähteinä käytettiin Suomen vastaavia normeja sekä vanhaa venäläistä, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y:n käännettämää teräsbetoninormia. Soveltamalla yhteen lähdeoteoksia ja kokeneilta vientisuunnittelijoilta saatua tietoa työn tulokseksi saatiin suunnittelutyötä helpottava ohjeistus ja selvitys venäläisistä betoni- ja teräsbetonirakenteiden suunnitteluohjeista ja –vaatimuksista.

TAMK UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Construction technology

Building construction

Lehtonen, Joni

Designing of reinforced concrete structures according to Russian construction standards

Engineering Thesis

87 pages, 1 appendices (9 appendix pages)

Thesis Supervisor

Lic.Tech. Olli Saarinen

Commissioning

A-Insinöörit Plc, supervisor: M.Sc. Seppo Suuriniemi

April 2008

Keywords

structural engineering, reinforced concrete, Russia

ABSTRACT

The problem with exporting structural designs to Russia has been poor knowledge of local construction standards and absence of newest updated translated codes. Designs have been made partly according to old translated codes and partly according to Finnish standards. Because of this it has been necessary to make some kind of clarification concerning new updated standards.

The object of this engineering thesis was to get acquainted with updated Russian concrete and reinforced concrete design standard SNiP 52-01-2003 /6/ and design code SP 52-101-2003 /7/. Updated and most commonly used parts of the standard and the code were under more precise study.

Due to lack of Finnish source material, the study was carried out with partial Russia to Finnish - translation, Russia to English - computer translation and reference texts. This thesis was created as a result of applying source material and knowledge of experienced structural engineers together. The main outcome of this thesis was an instruction and clarification on regulations and directives of Russian concrete and reinforced concrete design standard SNiP 52-01-2003 /6/ and design code SP 52-101-2003 /7/.

ALKUSANAT

Olen kesästä 2007 asti työskennellyt rakennesuunnittelijana A-Insinöörit Oy:llä ja lähes kaikki aikani on kulunut Venäjälle kohdistuvassa vientisuunnittelussa. Tämän vuoksi oli luontevaa, että A-Insinöörit Oy tarjosi minulle vientisuunnitteluun keskittyvää tutkintotyötä marraskuussa 2007. Varsinainen työprosessi lähti intensiivisesti liikkeelle vasta tammikuussa, ja työ valmistui huhtikuussa 2008.

Kiitän A-Insinöörit Oy:tä toimeksiannosta sekä kaikkia työn loppuunsaattamisessa mukana olleita henkilöitä. Erityiskiitokset annan Elena Avanesyanille käännoستهکتهیست، Seppo Suuriniemelle työn ohjaamisesta ja teknisistä neuvoista sekä Olli Saarille työn ohjaamisesta TAMK:n puolesta. Lisäksi kiitän teknisestä avusta ja neuvoista vientisuunnittelutiimin Kimmo Fabrinia, Harri Kivistöä, Jorma Paloja ja Alexander Pavlovia. Lopuksi annan vielä erityiskiitoksen avovaimolleni Matleenal-le ja tyttärelleni Sofialle korvaamattomasta henkisestä tuesta.

Joni Lehtonen

Tampereella 11.4.2008

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ	
ABSTRACT	
ALKUSANAT	
SISÄLLYSLUETTELO.....	4
SYMBOLILUETTELO.....	5
1 JOHDANTO.....	7
2 VENÄLÄINEN NORMIJÄRJESTELMÄ.....	8
2.1 Venäjän federaation teknillisten normien järjestelmä /3, s.1–8./	8
2.2 Tutkittavat normit ja niiden voimaantulo	10
3 SUUNNITTELUN YLEISOHJEITA.....	11
3.1 Betonipeitteen vähimmäisarvot.....	11
3.2 Raudoituksen vähimmäisetäisyydet	12
3.3 Pituussuuntainen vähimmäisraudoitus	13
3.4 Poikittaissuuntainen vähimmäisraudoitus	16
4 MATERIAALIOMINAISUUDET.....	18
4.1 Betonin luokittelu	18
4.2 Betonin lujuusominaisuudet	19
4.3 Rakenneterästen luokittelu	22
4.4 Rakenneterästen lujuusominaisuudet	23
4.5 Betonin muodonmuutosvakiot.....	25
4.6 Betonin suhteelliset muodonmuutokset.....	27
4.7 Teräksen muodonmuutosominaisuudet.....	31
5 MITOITUSTEORIA	33
5.1 Raudoituksen ankkurointi.....	33
5.1.1 Ankkurointipituuden laskenta	34
5.1.2 Ankkurointimitoituksessa huomioitavat lisäehdot	37
5.2 Raudoituksen jatkaminen	37
5.2.1 Jatkospituuden laskenta.....	38
5.2.2 Tankojen taivuttaminen	41
5.3 Rakenteen halkeilu	41
5.3.1 Halkeamien huomioimisen tarpeellisuus.....	42
5.3.2 Sallitut halkeamaleveydet ja niiden määrittelyperiaatteet.....	47
5.3.3 Halkeamien leveyden määrittely.....	49
5.4 Leikkausvoimamitoitus	55
5.4.1 Leikkausvoimamitoitus vinoissa halkeamissa.....	56
5.4.2 Poikittaisraudoituksen huomioimisen edellytykset	60
5.4.3 Momenttien vaikutus vinossa halkeamassa.....	61
6 MITOITUSESIMERKIT	64
6.1 Vähimmäisraudoitus.....	64
6.2 Raudoituksen ankkurointi.....	66
6.3 Raudoituksen jatkospituus.....	68
6.4 Halkeamien huomioimisen tarpeellisuus.....	70
6.5 Halkeamien leveys.....	73
6.6 Leikkausvoimamitoitus	78
7 JOHTOPÄÄTÖKSET	85
LÄHTEET.....	86
LIITTEET	

SYMBOLILUETTELO

α	kerroin, joka huomioi rakenneratkaisun sekä betonin ja teräksen jännitystilan
$\alpha, \alpha_{s1}, \alpha_{s2}$	betonin ja teräksen kimmokertoimien suhde
γ	varmuuskerroin
ε	suhteellinen muodonmuutos
η_1	kerroin, joka huomioi terästen pinnan vaikutuksen tartunnassa betoniin
η_2	kerroin, joka huomioi teräksen halkaisijan vaikutuksen tartunnassa betoniin
μ_s	raudoituskerroin
$\nu_{b,p}$	betonin poikittaissuuntainen muodonmuutoksen määrittävä Poissonin vakio
σ	rakenneosassa vaikuttava jännitys
φ	halkeilu- ja leikkausvoimatarkastelussa esiintyvä kerroin
ψ_s	kerroin, joka huomioi raudoituksen suhteellisen muodonmuutoksen epätasaisen jakautumisen halkeamien välillä
a	etäisyys betonin vedetyn puolen ulkoreunasta vetoraudoitukseen keskipisteeseen
a	pystyhalkeaman ja tuen välinen kohtisuora etäisyys
a_{crc}	kuormituksen alaiseen rakenneosaan syntyvä halkeamaleveys
$a_{crc,ult}$	sallittu halkeamaleveys
b	rakennepoikkileikkauksen leveys
c	vinohalkeaman pituussuuntainen projektio
d_s	raudoituksen nimellishalkaisija
$d_{s,red}$	niputetun tankoryhmän laskennallinen kokonaishalkaisija
d_{on}	raudoitustankojen taivutuksessa huomioitava tangon sisäpuolinen taivutushalkaisija
e_s	vetorasitetun pitkittäisraudoituksen painopisteen ja normaalivoiman N vaikutuspisteen välinen etäisyys
e_x	etäisyys vetorasituksen N vaikutuspisteestä vetorasitetulle alueelle, jossa halkeaman muodostumista tarkastellaan
h	rakennepoikkileikkauksen korkeus
h_0	rakennepoikkileikkauksen tehollinen korkeus
$l_{0,an}$	ankkuroinnin peruspituus
l_{an}	raudoituksen ankkurointipituus
l_l	raudoituksen jatkospituus
l_s	ankkurointitangon pään ja tarkasteltavan poikkileikkaukseen välinen etäisyys

l_s	halkeamien välinen etäisyys
n	terästankojen lukumäärä tankoryhmässä
q_{sw}	vinossa halkeamassa olevan poikittaisraudoituksen kapasiteetti pituusyksikköä kohti
r_s	teräksen nimellissäde
s_w	poikittaisraudoituksen jakoväli
$s_{w,max}$	poikittaisraudoituksen suurin sallittu jakoväli
t	seinän paksuus
t	suojabetonipeitteen paksuus
u_s	ankuroitavan tangon piiri nimellishalkaisijan mukaan
x	betonipoikkileikkauksen puristetun puolen korkeus
x_t	betonipoikkileikkauksen vedetyn puolen korkeus
y_c	betonin puristetun reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys
y_t	betonin vedetyn reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys
z_s	puristetun betonipoikkileikkauksen painopisteen ja vedetyn raudoituksen painopisteen välinen etäisyys
A	rakenneosan poikkileikkauksen pinta-ala
E	materiaalin kimmokerroin
I_{red}	poikkileikkauksen kokonaishitausmomentti painopisteen suhteen
I, I_s, I'_s	betonin sekä veto- että puristusraudoituksen hitausmomentit
M	taivutusmomentti
N	aksaalivoima
Q	leikkausvoima
R	materiaalin lujuus
R_{bond}	raudoituksen ja betonin välisen tartuntalujuuden laskennallinen arvo
$S_{t,red}$	poikkileikkauksen staattinen momentti betonin vetorasitetun reunan suhteen
W	poikkileikkauksen taivutusvastus

1 JOHDANTO

Suunnitteluviennin merkitys on kasvanut viime vuosina, ja nykyinen kehitys näyttää lisäävän vientiin panostamisen tarvetta. Erityisesti Venäjän lähialueet ovat vahvistaneet asemaansa tärkeinä markkina-alueina, minkä vuoksi paikallisen rakennusnormiston tunteminen on tärkeää.

Vientisuunnittelua Venäjälle ohjaavat Venäjän federaation kansallinen rakentamisnormisto. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y on kääntänyt osan näistä venäläisistä rakentamisnormeista suomeksi. RIL r.y on kuitenkin luopunut tästä tehtävästä, ja uusimpien normien suomenkielisiä versioita ei ole saatavilla, eikä selkeää suunnitteluohjeistusta tämän vuoksi ole.

Vuonna 2003 uudistettu normiasiakirja SNiP 52-01-2003 /6/ sisältää rakentamismääräykset betoni- ja teräsbetonirakenteille. Työssä keskitytään tämän normin sääntökokoelman SP 52-101-2003 /7/ sisältämiin ohjeisiin. Tavoitteena on käydä läpi ohjeiden uudistuneet osat ja suunnittelun kannalta tärkeimmät kohdat.

Asiakirjojen tutkiminen suoritettiin alkuperäisen venäjänkielisen tekstin, epätarkan venäjä-englanti-tietokonekäännöksen sekä osittaisen venäjä-suomi-käännöksen avulla. Selvityksessä käytettiin lisäksi apuna referenssiteoksia sekä vientisuunnittelijoiden tietämystä.

2 VENÄLÄINEN NORMIJÄRJESTELMÄ

Venäläisen normijärjestelmän perussisältö ei juuri eroa omastamme. Järjestelmä sisältää suunnittelua ja tuotantoa koskevat määräykset, tuotteiden standardit sekä ohjeidenomaiset sääntöasiakirjat. Erona meidän järjestelmäämme venäläinen järjestelmä sisältää lisäksi lukuisia alueellisia normeja sekä hallintoalojen normeja.

2.1 Venäjän federaation teknillisten normien järjestelmä /3, s.1–8./

Teknilliset normit jakaantuvat hierarkkisesti kolmeen eri tasoon. Normiasiakirjahierarkian huipulla ovat Venäjän federaation normiasiakirjat. Seuraavassa luettelossa on listattu teknilliset normiasiakirjat ja niiden keskinäinen hierarkia. Sulkuihin kirjoitetut tekstit ovat asiakirjojen venäläisiä nimiä, joiden kyrilliset aakkoset on korvattu latinalaisilla aakkosilla.

1. Venäjän federaation normiasiakirjat ovat:

- Venäjän federaation rakennusnormit ja – määräykset
(*stroitelnyi normy i pravila, SNiP*)
- Venäjän federaation rakennusalan standardit
(*gosudarstvennyi standarty, GOST R*)
- suunnittelu- ja rakentamissäännöt
(*svody pravil po proektirovaniju i stroitelstvy, SP*)
- normiasiakirjajärjestelmien ohjaavat asiakirjat
(*rukobodjashtshie dokumenty sistem normativnyh dokumentov, RDS*)
- hallintoalojen normiasiakirjat
(*vedomstvennye stroitelnyi normy, VSN, vedomstvennye normy proektirovanija, VNP, otraslevie normy tehnologitsheskogo proektirovanija, VNTP, ...*)

2. Venäjän federaation subjektien normiasiakirjat ovat:

- alueelliset rakennusnormit
(*territorialnyi stroitelnyi normy, TSN*)

3. Tuotanto- ja toimialakohtaiset normiasiakirjat ovat:

- toimialakohtaiset standardit
(*otraslevye standarty, OST*)
- yrityksen standardit
(*standarty predpriyatii*)
- julkisten yhteisöjen normiasiakirjat

Federaation normiasiakirjojen laatimisesta, kehittamisestä, korjaamisesta ja julkaisemisesta vastaa rakentamisen, arkkitehtuurin ja asuntopolitiikan valtionkomitea Gosstroj. Sen toimesta laaditaan esimerkiksi federaation rakennusnormit ja – määräykset (*stroitelnyi normy i pravila, SNiP*). Sääntökokoelmia, joita ovat suunnittelu- ja rakentamissäännöt (*svody pravil po proektirovaniju i stroitelstvy, SP*), puolestaan laativat tieteelliset tutkimuslaitokset sekä yliopistot.

Käytännön rakennus- ja rakennesuunnittelussa tarvittavia asiakirjoja ovat perusmääräykset ja – vaatimukset sisältävät SNiP-asiakirjat ja niitä täydentävät suunnittelun ohjeina ja käsikirjoina toimivat SP-asiakirjat. SP:t toimivat ennen kaikkea apuna käytännön suunnittelussa, ja niiden asema vastaa Suomen asiakirjoihin verrattuna lähinnä Suomen Rakennusinsinöörien Liiton, RIL r.y:n julkaisuja. SNiP:n asema vastaa puolestaan lähinnä Rakentamismääräyskokoelmamme asemaa.

Hierarkkisesti federaation normiasiakirjojen alapuolella sijaitsevat Venäjän federaation subjektien, eli 86:n eri liittovaltion, normiasiakirjat. Subjektien normiasiakirjoja ovat alueelliset rakennusnormit (*territorialnyi stroitelnyi normy, TSN*). Näissä normeissa huomioidaan alueiden maantieteellisen sijainnin, luonnonolosuhteiden ja erityisluonteen aiheuttamat vaatimukset ja annetaan niitä vastaavat ohjeet. Alueelliset normit ovat ainoastaan federaation normiasiakirjoja täydentäviä, eivätkä niiden määräykset saa olla keskenään ristiriidassa.

Normihierarkiassa alimmaisena ovat tuotanto- ja toimialakohtaiset normiasiakirjat. Ne ovat toimialasta riippuvaisia, yrityskohtaisia normeja ja standardeja, joita erilaiset yritykset ja tuotantolaitokset laativat.

2.2 Tutkittavat normit ja niiden voimaantulo

Tässä työssä perehdytään betoni- ja teräsbetonirakenteiden suunnitteluvaatimukset ja –määräykset sisältävään SNiP 52-01-2003 –normiasiakirjaan /6/. Erityisen tarkastelun kohteena ovat SNiP 52-01-2003 –normiasiakirjan /6/ suunnittelu- ja sääntöasiakirjan SP 52-101-2003 /7/ mukaiset suunnitteluohjeet. SNiP 52-01-2003 /6/ sisältää suunnitteluvaatimukset ja –määräykset myös jännitetyille rakenteille, mutta niitä vastaavat suunnitteluohjeet on esitetty SP 52-102-2003 –sääntöasiakirjassa, jota ei käsitellä tässä työssä. Työssä käsiteltävät asiakirjat SNiP 52-01-2003 /6/ sekä SP 52-01-2003 /7/ ovat tällä hetkellä voimassa olevat betoni- ja teräsbetonirakenteiden suunnitteluun liittyvät normiasiakirjat Venäjällä.

Normien uusiutumien on Venäjällä melko hidasta, sillä vuonna 2003 voimaan tulleen SNiP 52-01-2003 /6/ edeltäjä, SNiP 2.0.3.01-84 /5/, julkaistiin vuonna 1984. Pitkä aikaväli johtuu lähinnä normeja julkaisevien tahojen rahoituksen puutteesta sekä uusien normien käyttöönoton hitaudesta. Pahimmassa tapauksessa yleisessä käytössä voi olla uusimman normin lisäksi kaksi sen edeltäjää. Betoni- ja teräsbetonirakenteiden osalta ongelmana on juuri vanhan ja uuden normin rinnakkaiskäyttö, sillä suuri osa venäläisistä suunnittelijoista käyttää vielä vanhaa normia, vaikka sen käyttö rakenteiden suunnittelussa on kielletty. Vanhan normin käyttö suomalaisten vientisuunnittelijoiden keskuudessa on myös melko yleistä, sillä ainoastaan vanha normi on käännetty suomeksi RIL r.y:n toimesta. /3; 12./

3 SUUNNITTELUN YLEISOHJEITA

3.1 Betonipeitteen vähimmäisarvot

Teräsbetonirakenteissa käytettävien terästen tulee olla suojattu betonipeitteellä. Riittävän paksulla betonipeitteellä varmistetaan:

- teräksen ja betonin yhteistoiminta
- raudoituksen ankkuroinnin toimivuus
- terästen suojaaminen aggressiivisten aineiden aiheuttamaa syöpymistä vastaan
- terästen palonsuojaus ja paloturvallisuus. /14/

Betonipeitteen paksuudella tarkoitetaan etäisyyttä toimivan teräksen ulkopinnasta betonin ja sitä ympäröivän ilman väliseen rajapintaan. Tarvittavaan betonipeitteen paksuuteen vaikuttavat ympäristöolosuhteiden ohella rakenneratkaisu, terästen toiminta rakenteessa sekä terästen nimellishalkaisijat. Teräsbetonirakenteissa käytettävien toimivien päärakenneterästen betonipeitteiden vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 1. /7; 14./

Taulukko 1 Betonipeitteen vähimmäispaksuus toimiville rakenneteräksille /7; 10./

Rakenteen toimintaolosuhde	Suojaavan betonipeitteen paksuus (mm)
1. Suljetut tilat, joissa on normaali tai alennettu ilman kosteuspitoisuus	20
2. Suljetut tilat, joissa on normaalia korkeampi ilman kosteuspitoisuus (ilman erillisiä suojaustoimenpiteitä)	25
3. Ulkoilma (ilman erillisiä suojaustoimenpiteitä)	30
4. Maan alla (ilman erillisiä suojaustoimenpiteitä)	40
5. Perustuksien alaraidoitukset (käytettäessä alustavaa betonitasoitusta)	40

Taulukon 1 arvojen käytössä on lisäksi huomioitava seuraavat asiat:

- elementeissä betonipeitteen paksuutta voidaan pienentää 5 mm
- työteräksset voidaan suojata taulukkoarvoja 5 mm ohuemmillä betonipeitteillä
- suojaavan betonipeitteen paksuuden on aina oltava vähintään suojattavan raudoituksen halkaisijan d_s suuruinen. /10; 14./

3.2 Raudoituksen vähimmäisetäisyydet

Määräämällä raudoitustankojen ulkopintojen vähimmäisetäisyydet eli viereisten tankojen vapaa väli, pyritään varmistamaan betonin ja raudoituksen yhteistoiminta sekä betonin riittävä tiivistyminen tankojen välissä valun aikana. Vähimmäisetäisyyden suuruuteen vaikuttavat tankojen suunta ja poikkileikkauksessa oleva tankorivien määrä (kuva 1) sekä tankojen halkaisijoiden suuruus. Raudoituksen vähimmäisetäisyydet on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2 Raudoitustankojen ulkopintojen vähimmäisetäisyydet /9; 14./

Raudoitustilanne	Vähimmäisetäisyys (mm)
Tangot pystysuorassa tai vinossa asennossa. Raudoituksen alaosa. Raudoitus yhdessä tai kahdessa rivissä.	25
Tangot pystysuorassa tai vinossa asennossa. Raudoituksen yläosa. Raudoitus yhdessä tai kahdessa rivissä.	30
Tangot pystysuorassa tai vinossa asennossa. Raudoituksen ala- tai yläosa. Raudoitus useammassa kuin kahdessa rivissä.	50
Tangot vaakasuorassa asennossa.	50
Huomio. Vähimmäisetäisyyden tulee aina kuitenkin olla vähintään suurimman raudoitustankon halkaisijan d_s suuruinen.	

Tarvittaessa raudoitustankoja voidaan niputtaa yhteen ryhmiksi. Tankoryhmän ja muun raudoituksen välisen vähimmäisetäisyyden tulee olla vähintään tankoryhmän

kokonaishalkaisijaa vastaavan $d_{s,red}$ arvon suuruinen. Tankoryhmän kokonaishalkaisija $d_{s,red}$ voidaan määrittää yhtälön (1) avulla.

$$d_{s,red} = \sqrt{\sum_1^n d_{si}^2} \quad (1)$$

jossa

d_{si} – yksittäisen terästangon halkaisija ryhmässä

n – terästankojen lukumäärä ryhmässä /7; 8./



Kuva 1 Raudoituksen vähimmäisetäisyyksiä

3.3 Pituussuuntainen vähimmäisraudoitus

Vedetty tai puristettu rakenteen päärasitusuuntaan nähden pituussuuntainen vähimmäisraudoitus määritetään kaikille teräsbetonirakenteille betonin tehollisen poikkileikkauksen pinta-alan A_c ja terästen poikkipinta-alan A_s suhteena yhtälön (2) mukaisesti /14/. Yhtälössä (2) esiintyvä raudoituserroin μ_s kertoo tarvittavan raudoituksen määrän prosentteina poikkileikkauksen toisessa pinnassa. Raudoituserroimen μ_s mukainen raudoitusmäärä sijoitetaan rakenteen jokaiseen pintaan. Esimerkiksi taivutusrasitetuissa ja epäkeskeisesti vedetyssä seinässä rakenteen molemmissa pinnoissa raudoituserroin on $\mu_s = 0,1 \%$, joten koko poikkileikkaukseen laitetaan raudoituserrointa $\mu_s = 0,2 \%$ vastaava teräsmäärä /12/.

Raudoituskertoimen suuruus on:

- 0,1 %, kun rakenneosa on taivutettu ja epäkeskeisesti vedetty tai kun rakenneosa on epäkeskeisesti puristettu ja hoikkuus $l_0/i \leq 17$ (suorakaidepoikkileikkauksilla rakenteen hoikkuuden on oltava $l_0/h \leq 5$)
- 0,25 %, kun rakenneosa epäkeskeisesti puristettu ja hoikkuus $l_0/i \geq 87$ (suorakaidepoikkileikkauksilla rakenteen hoikkuuden on oltava $l_0/h \geq 25$). /8; 9./

Raudoituskertoimen μ_s väliarvot saadaan interpoloimalla. Kertoimen μ_s määrittämiseen tarvittava termi l_0 on rakenneosan tehollinen pituus. Seinissä ja pilareissa tehollinen pituus l_0 on nurjahduspituus. Termi h vastaa poikkileikkauksen korkeutta ja seinärakenteissa seinän paksuutta. Hoikkuuden kaava l_0/i pätee kaikissa poikkileikkauksissa, ja sen laskemisessa tarvittava termi i on poikkileikkauksen jäyhyys säde. /8; 10; 12./

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh_0} 100\% \quad (2)$$

jossa

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (seinärakenteissa tehollinen paksuus)

b – poikkileikkauksen leveys (seinärakenteissa $b = 1$ m) /7; 8; 10./

Betonirakenteissa suositellaan tietyissä tilanteissa käytettäväksi apuraudoitusta rakenteen vahvistamiseksi, jolloin raudoituskertoimen μ_s suuruutena käytetään vähintään 0,025 %. Apuraudoitusta käytetään:

- paikoissa, joissa rakenteen dimensioihin tulee jyrkkä muutos
- aukkojen ylä- ja alapuolella
- epäkeskeisesti puristusrasitetuissa rakenteissa, joissa ei ole huomioitu betoniin kohdistuvaa paikallista vetorasitusta. /14/

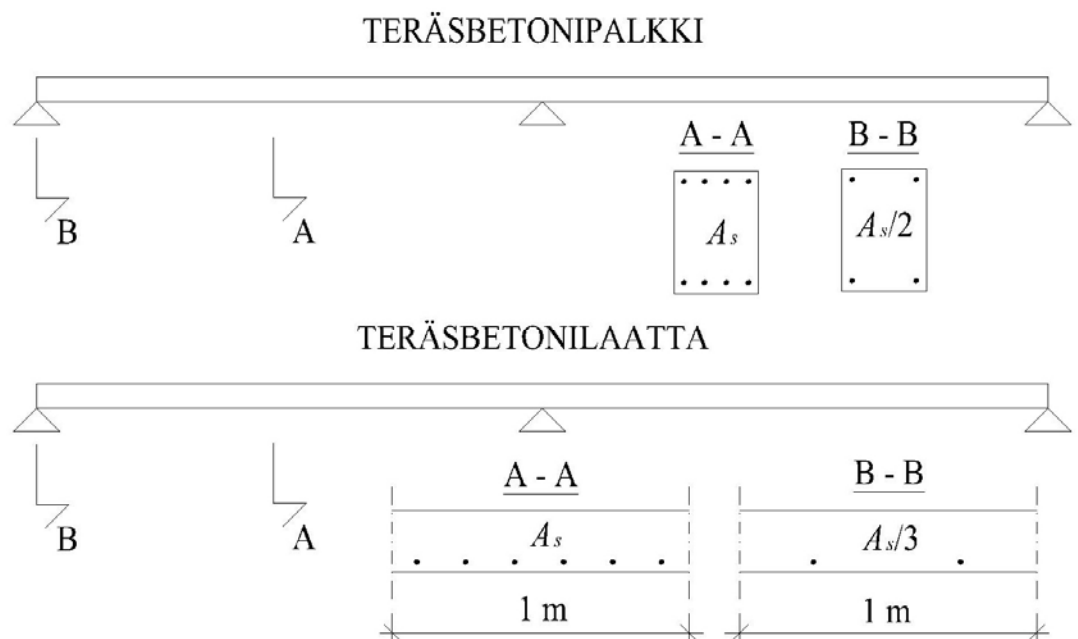
Pituussuuntaisten vähimmäisraudoitusten tankojen keskikohtien välisen etäisyyden tulee olla taulukon 3 mukainen. Raja-arvoilla varmistetaan betonin tehokas toiminta sekä rasitusten ja muodonmuutosten tasainen jakautuminen. /14/

Taulukko 3 Pituussuuntaisen vähimmäisraudoituksen tankojen jakovälit

Teräsbetonirakenne	Jakoväli (mm)	Ehto
Palkit ja laatat	≤ 200	poikkileikkauksen korkeus $h \leq 150$ mm
	≤ 400 ja $\leq 1,5h$	poikkileikkauksen korkeus $h > 150$ mm
Pilarit	≤ 400	raudoitus taivutettuun tasoon nähden kohtisuorassa
	≤ 500	raudoitus taivutetun tason suuntainen
Seinät	≤ 400 ja $\leq 2t$	raudoitus pystysuorassa (t – seinän paksuus)
	≤ 400	raudoitus vaakasuorassa

Palkeissa ja rivoissa, joiden leveys on ≥ 150 mm, poikkileikkaukseen tulee asentaa vähintään kaksi pituussuuntaista pääterästä. Poikkileikkauksessa riittää yksi pituussuuntainen pääteräs, kun rakenteen leveys on ≤ 150 mm. /8; 14./

Teräsbetonipalkeissa, tukien välisessä kentässä käytettävästä teräsmäärästä A_s , tulee vähintään puolet ylettyä tuelle saakka (kuva 2). Palkeissa tulee lisäksi huomioida, että tuelle tulee yltyä vähintään kaksi tankoa. Vastaavasti teräsbetonilaatoissa, tukien välisessä kentässä olevasta teräsmäärästä A_s , on tuotava tuelle vähintään kolmasosa (kuva 2). Teräsbetonilaatoissa teräsmäärä A_s lasketaan aina 1 m:n levyisellä alueella. /8; 12./



Kuva 2 Tuelle tuotava vähimmäisteräsmäärä

3.4 Poikittaissuuntainen vähimmäisraudoitus

Rakenteen päärasitusuuntaan nähden poikittaissuuntaista raudoitusta käytetään kuormitusten vastaanottamiseen, halkeamien rajoittamiseen, pitkittäistankojen valun aikaiseen paikalleen sitomiseen sekä puristusrasitetun pääraudoituksen nurjattamisen estämiseen. Poikittaissuuntainen raudoitus asennetaan aina rakenteen jokaiseen pintaan, mikäli pinnan läheisyydessä on pituussuuntaista raudoitusta. /14/

Poikittaisraudoituksen tankojen jakovälit määräytyvät rakenteen tyypin, koon ja rakenteeseen kohdistuvan rasituksen mukaan. Poikittaissuuntaisen vähimmäisraudoituksen tankojen jakovälit on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4 Poikittaisen vähimmäisraudoituksen tankojen jakovälit

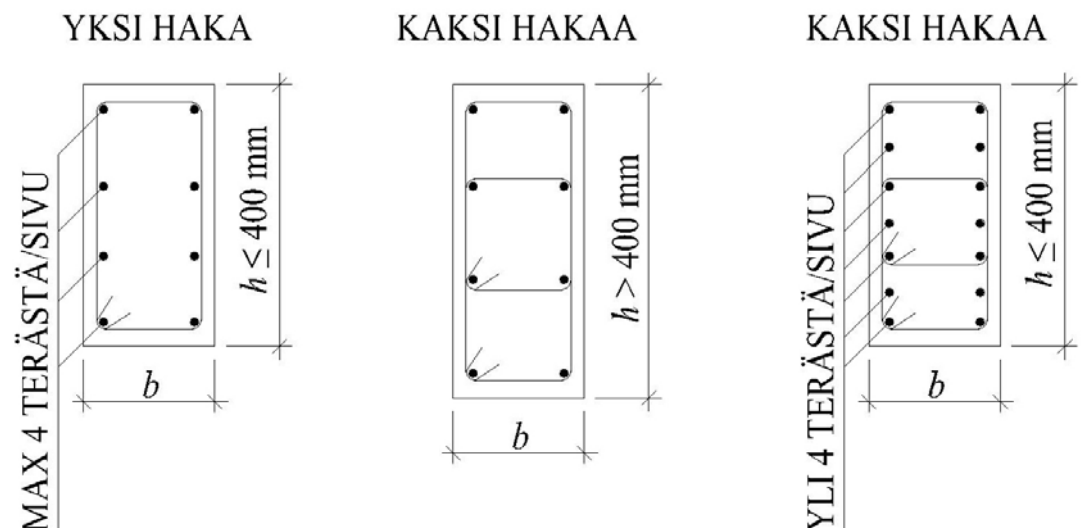
Teräsbetonirakenne	Jakoväli (mm)	Ehto
Rakenne yleensä	≤ 300 ja $\leq 0,5h_0$	raudoitus ottaa vastaan leikkausvoimaa betonin ohella
Rakenne yleensä	≤ 300 ja $\leq 10d_s$	puristetun pituussuuntaisen raudoituksen suhteellinen osuus poikkileikkauksesta $> 1,5 \%$
Palkit	ei poikittaisraudoitusta	ainoastaan betoni vastaanottaa leikkausvoimaa, rakenteen korkeus < 150 mm
Palkit ja rivat	≤ 500 ja $\leq 0,75h_0$	ainoastaan betoni vastaanottaa leikkausvoimaa, rakenteen korkeus ≥ 150 mm
Laatat	≤ 300 ja $\leq 1/3h_0$	paikallinen puristusrasitus, läpileikkautumisvyöhyke
Moniripaiset laatat	≤ 500 ja $\leq 0,75h_0$	ainoastaan betoni vastaanottaa leikkausvoimaa, rakenteen korkeus ≥ 300 mm
Jatkuvat laatat ja moniripaiset laatat	ei poikittaisraudoitusta	ainoastaan betoni vastaanottaa leikkausvoimaa, rakenteen korkeus < 300 mm
Sauvamainen rakenne	≤ 500 ja $\leq 15d_s$	epäkeskeinen puristusrasitus tai rakenne on taivutettu
h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus		
d_s – puristetun pituussuuntaisen raudoituksen halkaisija		

Epäkeskeisen puristusrasituksen alaisen rakenteen poikittaisraudoituksen halkaisijan tulee olla vähintään 0,25-kertainen suurimman pituussuuntaisen pääteräksen halkaisijaan verrattuna. Poikittaisraudoituksen nimellishalkaisijan tulee kuitenkin

olla vähintään 6 mm, mikäli rauditus on sidottu käsin toisiinsa sidontalangan avulla. Rakenteen ollessa taivutettu poikittaisraudoituksen halkaisijan tulee olla vähintään 6 mm. Hitsaamalla yhdistetyssä raudituksissa poikittaisraudoituksen halkaisija määräytyy hitsausolosuhteiden sekä suurimman pituussuuntaisen teräksen ja poikittaisteräksen välisen hitsin asettamien vaatimusten perusteella. /8; 14./

Epäkeskeisesti puristetuissa sauvamaisissa rakenneosissa pitkittäisteräksistä ainakin yhden tulee sijaita poikittaishakojen taivutuskohtissa. Hakojen taivutuskohtien välinen etäisyys tulee olla alle 400 mm. Rakenneosan sivun leveyden ollessa korkeintaan 400 mm ja pituussuuntaisten tankojen lukumäärän ollessa enintään neljä tällä sivulla voidaan kyseiset tangot ympäröidä yhdellä haalla. Muussa tapauksessa osa pääteräksistä on ympäröitävä erikseen toisella haalla (kuva 3). Käytettävien hakojen ei tarvitse olla umpihakoja, kuitenkin tietyissä kuormitusilanteissa umpihakojen käyttöä suositellaan. Esimerkiksi vääntörasitetussa rakenteessa tulee käyttää aina umpihakoja pitkittäisterästen ympärillä. /8; 14./

Paikallisen puristusrasituksen alaisissa rakenteissa poikittaisraudoituksen sijainti valitaan puristuksen aiheuttaman kuormitusalueen mukaan. Poikittaisraudoitus voidaan tehdä joko tangoista tai käyttämällä työraudoitusverkkoa. Laskennallisesti poikittaisia voimia ja vääntöä vastaanottava poikittaisraudoitus tulee ankkuroida päistään hitsaamalla, tai se on asennettava pitkittäissuuntaisten terästen ympärille siten, että liitosten ja hakojen lujuus on varmistettu. /14/



Kuva 3 Pääteräksiä ympäröivien hakojen määrä

4 MATERIAALIOMINAISUUDET

4.1 Betonin luokittelu

Suunniteltaessa betoni- ja teräsbetonirakenteita SP 52-101-2003 /7/ mukaan on käytettävä raskasta, tiheydeltään vähintään 2200 kg/m^3 ja korkeintaan 2500 kg/m^3 olevaa betonia /13/. SNIIP 52-01-2003 /6/ antaa määräyksiä muillekin betonilaaduille sekä esijännitetyille teräsbetonirakenteille, mutta niitä ei käsitellä tässä työssä aihepiirin laajuuden vuoksi.

Betonilaadut luokitellaan erilaisten ominaisuuksien eli parametrien avulla. Nämä parametrit ja niiden sisältämät luokat ovat:

- a) puristuslujuusluokitus B
(B10, B15, B20, B25, B30, B35, B40, B45, B50, B55 ja B60)
- b) aksiaalivetolujuusluokitus B_t
($B_{t,0,8}$, $B_{t,1,2}$, $B_{t,1,6}$, $B_{t,2,0}$, $B_{t,2,4}$, $B_{t,2,8}$ ja $B_{t,3,2}$)
- c) pakkaskestävyysluokitus F
(F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400 ja F500)
- d) vesitiiviysluokitus W
(W2, W4, W6, W8, W10 ja W12) /7; 14./

Luokitusten käytössä on huomioitava että teräsbetonirakenteissa ei tulisi käyttää puristuslujuusluokitukseltaan heikompa kuin B15 olevaa betonia. Tästä syystä luokan B10 käyttö rajoittuu täten ainoastaan betonirakenteisiin. /5; 7; 14./

Pakkaskestävyysluokitus F määräytyy rakennukselle asetettavien vaatimusten, käyttöolosuhteiden sekä ympäristön ominaisuuksien mukaan. Maanpäällisillä rakenteilla betonin pakkaskestävyysluokitus tulee olla vähintään F75, jos ulkoilman laskennallinen lämpötila on $-5 \dots -40 \text{ }^\circ\text{C}$. Lämpötilan ollessa yli $-5 \text{ }^\circ\text{C}$, betonin pakkaskestävyysluokitusta ei tarvitse määrittää. Muissa tapauksissa pakkaskestävyysluokitus määritellään erikoismääräysten mukaan. /5; 8; 14./

Betonin vedenkestävyysluokitus W määritellään betonin käyttöolosuhteiden, rakennukselle asetettavien vaatimusten sekä ympäristön ominaisuuksien mukaiseksi. Maanpäällisillä rakenteilla, ulkoilman laskennallisen lämpötilan ollessa yli -40 °C , vedenkestävyysluokitusta ei tarvitse määrittää. Betonin vedenkestävyysluokitusta ei myöskään tarvitse määrittää lämmitetyn rakennuksen rakennusosille. Muissa tapauksissa vedenkestävyysluokitus määritellään tapauskohtaisesti erikoismääräysten mukaisesti. /8; 14./

4.2 Betonin lujuusominaisuudet

Poikkeuksena meidän luokitusjärjestelmäämme puristuslujuusluokituksen mukaisen merkinnän lukuarvot eivät vastaa suoraan suunnittelussa käytettäviä betonin ominaislujuuksia. Tämä johtuu erilaisista lujuuksien määrittämistavoista. Varsinaisina betonin ominaislujuuksina pidetään prismojen aksiaalista puristuslujuutta eli prismalujuutta $R_{b,n}$ sekä aksiaalista vetolujuutta $R_{bt,n}$. Ominaislujuusarvot ovat vakioita kullekin betonilaadulle (taulukko 5). Vetolujuusluokituksen mukaisen merkinnän lukuarvo vastaa poikkeuksellisesti suuruudeltaan aksiaalisen vetolujuuden ominaisarvoa $R_{bt,n}$. Taulukoissa esitetyt ominais- ja laskentalujuudet on ilmoitettu yksikössä MPa ($1\text{ MPa} = 1\text{ MN/m}^2 = 1\text{ N/mm}^2$).

Taulukko 5 Ominaisarvot ja laskentalujuudet toisen ryhmän rajatiloille /14/

Lujuuden laji	Betonin ominaislujuudet $R_{b,n}$ ja $R_{bt,n}$ sekä laskentalujuudet $R_{b,ser}$ ja $R_{bt,ser}$ toisen ryhmän rajatiloille (MPa)										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Aksiaali-puristus $R_{b,n}, R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Aksiaali-veto $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$	0,85	1,1	1,35	1,55	1,75	1,95	2,1	2,25	2,45	2,6	2,75

Betonin laskentalujuudet ensimmäisen ryhmän rajatilassa, eli murtorajatilassa, ovat R_b ja R_{bt} (taulukko 7) sekä toisen ryhmän rajatilassa, eli käyttörajatilassa, $R_{b,ser}$ ja

$R_{bt,ser}$ (taulukko 5). Mitoituksessa käytettävät laskentalujuudet saadaan puristus- ja vetovarmuuskertoimien (taulukko 6) avulla yhtälöiden (3) ja (4) mukaisesti. Kerroimet ovat toisen ryhmän rajatiloille $\gamma_b = \gamma_{bt} = 1,0$, joten laskentalujuudet ovat tällöin yhtä suuria kuin taulukon 5 mukaiset betonin ominaislujuudet $R_{b,n}$ ja $R_{bt,n}$. /14/

Taulukossa 7 esiintyvän aksiaalivetolujuusluokituksen B_t mukaisen betonin käyttö suunnittelussa rajoittuu lähinnä rakenteisiin, joissa halkeamien syntymisen estäminen on ensiarvoisen tärkeää eikä betonilta vaadita merkittävää puristuslujuutta. Tällaisia rakenteita ovat esimerkiksi siilomaiset vesisäiliöt. /15/

$$R_b = \frac{R_{b,n}}{\gamma_b} \quad (3)$$

jossa

$R_{b,n}$ – betonin puristuslujuuden ominaisarvo (taulukko 5)

γ_b – puristusvarmuuskerroin (taulukko 6) /7/

$$R_{bt} = \frac{R_{bt,n}}{\gamma_{bt}} \quad (4)$$

jossa

$R_{bt,n}$ – betonin vetolujuuden ominaisarvo (taulukko 5)

γ_{bt} – vetovarmuuskerroin (taulukko 6) /7/

Taulukko 6 Betonin puristusvarmuuskertoimet γ_b ja vetovarmuuskertoimet γ_{bt}

Varmuuskertoimet betonille puristuksessa γ_b ja vedossa γ_{bt}			
Rakenteiden laskeminen ensimmäisen ryhmän rajatilojen (murtorajatilan) mukaan		Rakenteiden laskeminen toisen ryhmän rajatilojen (käyttörajatilan) mukaan.	
γ_b	γ_{bt}		γ_b ja γ_{bt}
	Betonin luokituksen ollessa puristuslujuuden mukaan määriteltä	Betonin luokituksen ollessa vetolujuuden mukaan määriteltä	
1,3	1,5	1,3	1,0

Taulukko 7 Betonin laskentalujuudet ensimmäisen ryhmän rajatiloille

Lujuuden laji	Betonin laskentalujuudet R_b ja R_{bt} ensimmäisen ryhmän rajatiloille, puristuslujuusluokituksen mukaan määriteltynä (MPa)										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Aksiaali-puristus R_b	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Aksiaaliveto R_{bt}	0,56	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
Lujuuden laji	Betonin laskentalujuus R_{bt} betonin luokituksen ollessa vetolujuuden mukaan määriteltynä (MPa)										
	B,0,8	B,1,2	B,1,6	B,2,0	B,2,4	B,2,8	B,3,2				
Aksiaaliveto R_{bt}	0,62	0,93	1,25	1,55	1,85	2,15	2,45				

Laskentalujuudet joudutaan vielä tarvittaessa kertomaan toimintaolosuhdekertoimilla γ_{bi} , jotka määräytyvät työn erityisluonteen, kuormitusolosuhteiden sekä ympäristön asettamien vaatimusten perusteella (taulukko 8). /7; 14./

Taulukko 8 Betonin toimintaolosuhdekertoimet γ_{bi}

Toimintaolosuhdekertoimen käyttöön vaikuttava tekijä	Toimintaolosuhdekertoimet γ_{bi}	
	Merkintä	Kertoimen lukuarvo
1. Staattisen kuorman vaikutuksen kesto		
a) lyhytaikaiset kuormat	γ_{b1}	1,0
b) pitkäaikaiset kuormat	γ_{b1}	0,9
2. Betonirakenteet	γ_{b2}	0,9
3. Betonointi pystyasennossa	γ_{b3}	0,9
4. Pakkasen vaikutus		
a) maanpäälliset rakenteet, laskennallisen lämpötilan ollessa välillä $-0^\circ\text{C} \dots -40^\circ\text{C}$.	γ_{b4}	1,0
b) vuoroittaisen sulamisen ja jäätyminen vaikutus tapauskohtaisesti	γ_{b4}	$\leq 1,0$
c) muut tapaukset, rakenteiden käyttötarkoituksesta ja ympäristöolosuhteista riippuen	γ_{b4}	erikoismääräysten mukaisesti

4.3 Rakenneterästen luokittelu

Teräsbetonirakenteissa voidaan käyttää rakenneteräksinä pintaprofiililtaan joko sileitä tai periodiprofiloituja harjateräksiä, joiden pintakuviointi noudattaa joko renasmaista tai puolikuun muotoista profiilia. Tämän ohjeen mukaan suunnitelluissa teräsbetonirakenteissa voidaan käyttää nimellishalkaisijoiltaan

- 6–40 mm:n kuumavalssattuja sileitä teräksiä tai harjateräksiä
- 6–40 mm:n termomekaanisesti käsiteltyjä harjateräksiä
- 3–12 mm:n kylmämuokattuja harjateräksiä. /14/

Rakenneterästen luokittelu perustuu niiden valmistustapaan ja vetokestävyyteen, minkä vuoksi rakenneterästen merkintä on kaksiosainen. Merkinnän ensimmäinen tunnusosaosa johtuu valmistustavasta. Rakenneteräokset jaetaan kahteen luokkaan valmistustavan mukaisesti:

- 1) kuumavalssatut ja termomekaanisesti käsitellyt teräokset (luokan tunnus A)
- 2) kylmämuokatut teräokset (luokan tunnus B) /14/

Rakenneterästen tunnusmerkinnän jälkimmäinen osa on numeerinen ja kertoo teräoksen myötörajan. Teräsbetonirakenteissa käytettävien rakenneterästen tunnusmerkinnät ovat seuraavat:

- 1) sileä teräs A240 (A-I)
- 2) harjateräokset A300 (A-II), A400 (A-III), A500, B500 /6; 7./

Suluissa olevat merkinnät ovat vanhan normin SNIp 2.03.01-84 /5/ mukaisia teräsoluokituksia, joiden käytöstä on luovuttu uuden normin SNIp 52-01-2003 /6/ voimaantulon jälkeen. Käytännössä vanhat merkinnät ovat edelleen käytössä, ja niitä onkin syytä vielä käyttää uusien merkintöjen ohella. Näin menetellen ehkäistään mahdolliset sekaannukset työmailla. /15/

Elementtien nostolenkeissä suositellaan käytettäväksi luokan A240 sileää teräslautaa. Tavallisissa teräsbetonirakenteissa tulisi käyttää vallitsevana teräslajina joko luokan A500 tai luokan A400 terästä. Luokan B500 terästä suositellaan käytettäväksi hitsatuissa verkoissa ja osissa. Luokan B500 ohella kaikki muutkin teräsluokat ovat hitsattavia. Talonrakentamisessa käytetyin teräslaji on luokan A400 teräs, mutta luokan A500 terästä käytetään yhä enemmän. Tässä yhteydessä merkitsemättömien korkealuokkaisten teräslajien käyttö on myös sallittu. Korkealuokkaisia teräslautuja käytetään kuitenkin ainoastaan silloin, kun se on taloudellisesti perusteltua. /12; 13; 14./

4.4 Rakenneterästen lujuusominaisuudet

Teräsbetonirakenteissa käytettävien rakenneterästen ominaislujuuksien $R_{s,n}$ arvot vastaavat standardien mukaista myötövetolujuutta /14/. Ominaislujuuden suuruus pysyy samana vain tietyillä poikkileikkauksilla, taulukossa 9 on esitetty terästen vetolujuuksien ominaisarvot sekä vastaavat tankojen halkaisijat.

Terästen laskentavetolujuudet ensimmäisen ryhmän rajatilassa, eli murtorajatilassa, ovat R_s ja toisen ryhmän rajatilassa, eli käyttörajatilassa, ovat $R_{s,ser}$. Laskentavetolujuudet R_s saadaan varmuuskertoimien γ_s avulla yhtälön (5) mukaisesti. Taulukossa 10 on esitetty varmuuskertoimien γ_s arvot. Varmuuskertoimet ovat toisen ryhmän rajatiloille $\gamma_s = 1,0$, joten laskentalujuudet ovat tällöin samansuuruisia kuin terästen ominaisvetolujuudet (taulukko 9).

Taulukko 9 Ominaisvetolujuudet ja laskentalujuudet toisen ryhmän rajatiloille /7/

Terästen luokka	Terästen halkaisija (mm)	Terästen ominaisvetolujuudet $R_{s,n}$ sekä laskentalujuudet $R_{s,ser}$ toisen ryhmän rajatiloille (MPa)
A240	6–40	240
A300	6–40	300
A400	6–40	400
A500	10–40	500
B500	3–12	500

$$R_s = \frac{R_{s,n}}{\gamma_s} \quad (5)$$

jossa

$R_{s,n}$ – rakenneteräksen ominaisvetolujuus (taulukko 9)

γ_s – teräksen luokasta johtuva varmuuskerroin (taulukko 10) /7/

Taulukko 10 Varmuuskertoimen γ_s lukuarvot

Kertoimen käyttöön vaikuttava tekijä	Kertoimen γ_s suuruus
Käytetään luokan A240, A300 tai A400 terästä	1,1
Käytetään luokan A500 terästä	1,15
Käytetään luokan B500 terästä	1,2
Laskenta suoritetaan toisen ryhmän rajatilassa	1,0

Terästen laskentapuristuslujuuksien R_{sc} arvot voidaan olettaa yhtä suuriksi kuin laskentavetolujuuksien R_s arvot. Laskentapuristuslujuuksien arvot eivät kuitenkaan voi olla yli 400 MPa, kun puristava kuormitus on lyhytaikainen. Pitkäaikaisille kuormituksille puristuslujuuden arvo ei saa olla yli 500 MPa. Lisäehtona luokan B500 teräksen puristuslujuutta pienennetään kertoimella 0,9, teräksen laadusta johtuen. Näillä ehdoilla varmistetaan rakenteen kestävyys, vaikka teräksiä ympäröivään betoniin syntyisi muodonmuutoksia ja puristava voima siirtyisi kokonaisuudessaan teräksiin (taulukko 11). /7; 14./

Lujuusarvoja pienennetään tarvittaessa toimintaolosuhdekertoimella γ_{si} . Tämän kertoimen käyttö tulee esiin lähinnä poikittaisterästen eli hakojen ja taivutettujen tankojen lujuuksien R_{sw} määrittämisessä. Poikittaisterästen vetolujuus lasketaan pitkittäisen laskentavetolujuuden lukuarvojen kautta kertomalla laskentavetolujuuden arvo toimintaolosuhdekertoimella γ_{s1} , jonka suuruus on 0,8. Lujuus R_{sw} kuitenkin ei saa ylittää arvoa 300 MPa. Pyöristetetyt poikittaisterästen lujuuksien laskentavot on merkitty taulukkoon 11. /7; 14./

Taulukko 11 Terästen laskentalujuudet ensimmäisen ryhmän rajatiloille /7; 14./

Terästen luokitus	Terästen laskentalujuudet (MPa) ensimmäisen ryhmän (murtorajatilan) mukaan		
	Vetolujuus		Puristuslujuus R_{sc}
	pitkittäinen R_s	poikittainen (haat ja taivutetut tangot) R_{sw}	
A240	215	170	215
A300	270	215	270
A400	355	285	355
A500	435	300	435 (400)
B500	415	300	415 (360)
Huomio. Suluissa olevat puristuslujuuden R_{sc} arvoja käytetään kuormituksen ollessa lyhytaikaista			

4.5 Betonin muodonmuutosvakiot

Betonin kimmokertoimen suuruus riippuu käytettävän betonin luokasta ja rakenteeseen kohdistuvan kuormituksen kestosta. Rakenteeseen kohdistuvan kuormituksen ollessa lyhytaikaista käytetään taulukon 12 mukaisia alkukimmokertoimien E_b arvoja. Kuormituksen ollessa pitkäaikaista betonin kimmokerroin pienenee viruman vaikutuksesta. Viruman vaikutus huomioidaan virumakerroimien $\varphi_{b,cr}$ avulla (taulukko 13). Pitkäaikaisen kuormituksen alaisen betonin kimmokertoimen $E_{b,\tau}$ suuruus voidaan laskea yhtälön (6) perusteella. Taulukkoon 14 on laskettu yhtälön (6) mukaan määritetyt pitkäaikaisen kimmokertoimen $E_{b,\tau}$ lukuarvot. Taulukossa 14 esitetyt lukuarvot on pyöristetty alaspäin. /7; 14./

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} \quad (6)$$

jossa

E_b – alkukimmokerroin (taulukko 12)

$\varphi_{b,cr}$ – virumakerroin (taulukko 13) /7; 14./

Taulukko 12 Betonin alkukimmokertoimet veto- tai puristusrasituksessa /7/

Puristus- tai vetorasitetun betonirakenteen alkukimmokertoimet										
$E_b \cdot 10^{-3}$ MPa										
Betonin luokka										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

Taulukko 13 Betonille määritetyt virumakertoimet /7/

Ympäriävän ilman suhteellinen kosteus (%)	Betonin puristuslujuusluokituksen mukaan määritetyt virumakertoimet										
	$\varphi_{b,cr}$										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
> 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40–75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
< 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Huomio.
Ympäriävän ilman suhteellinen kosteus määritetään alueen lämpimimmän kuukauden keskimääräisen suhteellisen ilmankosteuden perusteella, SNiP 23-01 ohjeiden mukaisesti.

Taulukko 14 Pitkäaikaisen kuormituksen alaisen betonin kimmokertoimet

Ympäriävän ilman suhteellinen kosteus (%)	Betonin kimmokerroin pitkäaikaisessa kuormituksessa										
	$E_{b,\tau} \cdot 10^{-3}$ MPa										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
> 75	5,0	7,0	9,1	10,7	12,5	13,8	15,0	16,0	17,2	18,5	19,7
40–75	3,8	5,4	7,2	8,5	9,8	11,1	12,4	13,2	14,6	15,6	16,4
< 40	2,8	4,1	5,5	6,5	7,7	8,6	9,4	10,2	11,1	12,1	13,1

Huomio.
Ympäriävän ilman suhteellinen kosteus määritetään alueen lämpimimmän kuukauden keskimääräisen suhteellisen ilmankosteuden perusteella, SNiP 23-01 ohjeiden mukaisesti.

Kimmokertoimen lisäksi betonille voidaan pitää vakiona lämpötilankertoimen arvoa, kun lämpötila on $-40 \dots +50$ °C. Lämpötilakerroin on tällöin $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ °C⁻¹. Betonille ominainen Poissonin vakio $\nu_{b,P}$, jonka avulla voidaan määrittää aksiaalisen voiman aiheuttama betonin poikittaissuuntainen muodonmuutos, on vastaavasti suuruudeltaan $\nu_{b,P} = 0,2$. /14/

4.6 Betonin suhteelliset muodonmuutokset

Betonille on määritetty kaksi erilaista, mitoituksen perustana olevaa, jännitys-muodonmuutoskuvaajaa, joita molempia voidaan käyttää betoniin syntyneiden suhteellisten muodonmuutosten ε_b mukaisten jännitysten σ_b määrittämisessä ja päinvastoin (kuva 4). Kuvan 4 ylempää kuvaajaa käytetään perustana halkeamien, muodonmuutosten sekä siirtymien laskennassa, eli käytännössä toisen ryhmän rajatilojen määrittämisessä. Kuvan 4 alempi kuvaaja toimii vastaavasti lujuuslaskennan, eli ensimmäisen ryhmän rajatilojen, perustana. /12; 14; 15./

Todellisuudessa kuvaajat eivät ole lineaarisia vaan käyriä. Käyrät osat on korvattu suorilla viivoilla, jotta mallit olisivat mahdollisimman yksinkertaisia. Ylempi kuvaaja on muodoltaan lähempänä jännityksen alaisen betonin todellista käyttäytymistä, ja siinä on huomioitu betonin plastisen muodonmuutoksen vaikutus. Lujuuslaskennan perustana toimivaa alemmaa kuvaajaa on yksinkertaistettu laskennan helpottamiseksi. /12; 15./

Kuvan 4 ylempässä kuvaajassa on havaittavissa kolme lineaarista aluetta. Ensimmäinen alue, joka sijoittuu välille $0 - \varepsilon_{b1}$, on kimmainen alue. Suhteellinen muodonmuutos ε_{b1} vastaa alemman myötörajan mukaista suhteellista muodonmuutosta. Ylempää myötörajaa vastaa suhteellinen muodonmuutos ε_{b0} ja murtorajaa ε_{b2} . Alemman myötörajan yläpuolella syntynyt muodonmuutos on plastista eli pysyvää, kun vastaavasti kimmoisella alueella muodonmuutos palautuu kuorman poistuttua.

Alemmaa myötörajaa vastaava suhteellinen muodonmuutos ε_{b1} voidaan laskea yhtälön (7) mukaan. Suhteellinen muodonmuutoksen ε_b mukainen jännitys betonissa σ_b välillä $0 - \varepsilon_{b1}$ voidaan vastaavasti laskea yhtälön (8) perusteella.

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b} \quad (7)$$

jossa

σ_{b1} – alemmaa myötörajaa vastaava jännitys ($\sigma_{b1} = 0,6 R_b$)

E_b – betonin alkukimmokerroin (taulukko 12) /7/

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b \quad (8)$$

jossa

ε_b – suhteellinen muodonmuutos /7/

Ylempää myötörajaa vastaavan suhteellisen muodonmuutoksen ε_{b0} arvo muuttuu kuormituksen keston mukaan. Lyhytaikaisessa puristavassa kuormituksessa betoniin kehittyvien suhteellisen muodonmuutoksen arvona pidetään $\varepsilon_{b0} = 0,002$. Pitkäaikaikuormituksessa suhteellisen muodonmuutoksen suuruuteen vaikuttaa ympäröivän ilman suhteellinen kosteus (taulukko 15). Ylemmän ja alemman myötörajan välillä ($\varepsilon_{b1} - \varepsilon_{b0}$) betoniin syntyvät jännitykset voidaan määrittää yhtälön (9) mukaisesti. /14/

$$\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] R_b \quad (9)$$

jossa

σ_{b1} – alempaa myötörajaa vastaava jännitys ($\sigma_{b1} = 0,6 R_b$)

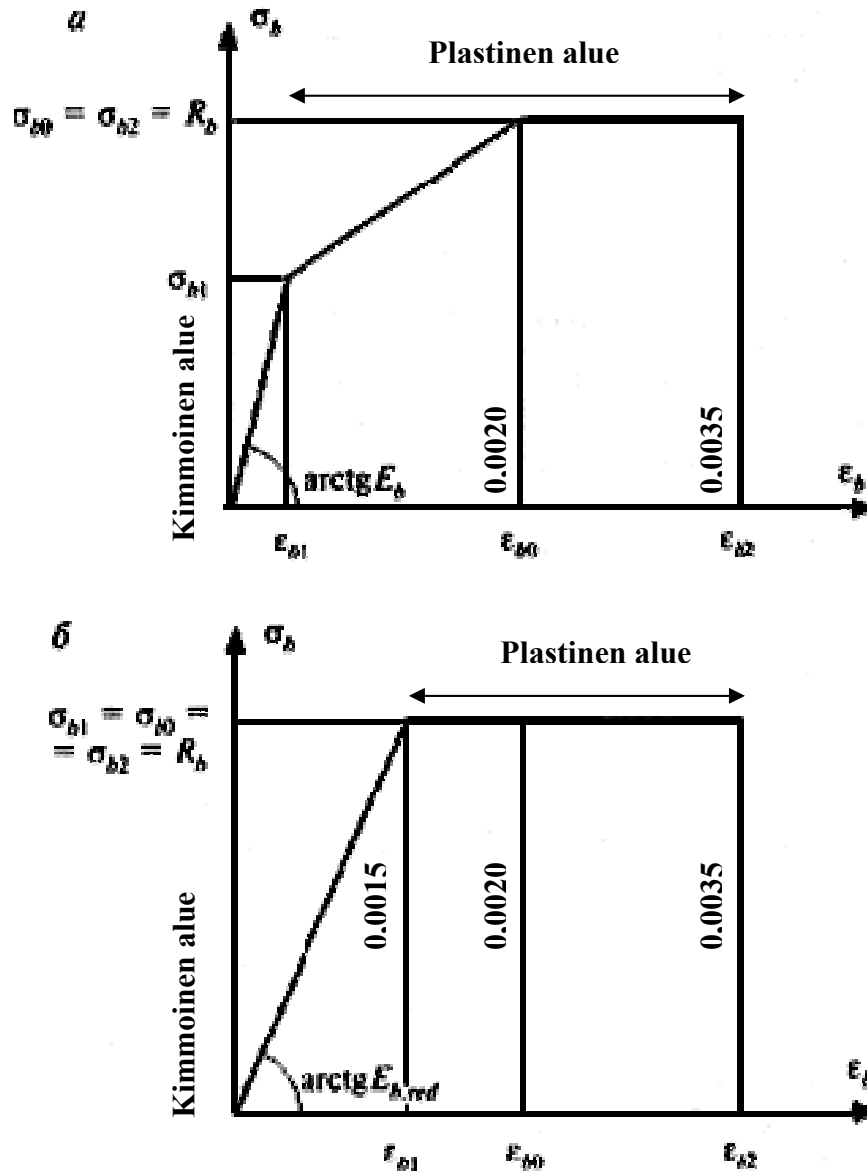
R_b – betonin laskentapuristuslujuus (taulukko 7) /7; 14./

Taulukko 15 Pitkäaikaikuormien aiheuttamat suhteelliset muodonmuutokset /7/

Ympäröivän ilman suhteellinen kosteus (%)	Pitkäaikaisten kuormien aiheuttamat suhteelliset muodonmuutokset					
	Puristusrasitus			Vetorasitus		
	$\varepsilon_{b0} \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{b2} \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{b1,red} \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{bt0} \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{bt2} \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{bt1,red} \cdot 10^{-3}$
> 75	3,0	4,2	2,4	0,21	0,27	0,19
40–75	3,4	4,8	2,8	0,24	0,31	0,22
< 40	4,0	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26
Huomio. Ympäröivän ilman suhteellinen kosteus määritetään alueen lämpimimmän kuukauden keskimääräisen suhteellisen ilmankosteuden perusteella, SNiP 23-01 ohjeiden mukaisesti.						

Kuormituksen kesto vaikuttaa murtorajan mukaiseen suhteelliseen muodonmuutokseen ε_{b2} . Lyhytaikaisessa kuormituksessa suhteellisen muodonmuutoksen arvona murtorajalla pidetään $\varepsilon_{b2} = 0,0035$. Pitkäaikaisessa kuormituksessa on huomioi-

tava rakennetta ympäröivän ilman suhteellinen kosteus sekä aksiaalirasituksen vaikutussuunta taulukon 15 mukaisesti. /14/



Kuva 4 Betonin jännitys-muodonmuutoskuvaajat ja suhteellisen muodonmuutoksen arvot lyhytaikaisen puristusrasituksen alaisessa rakenteessa /7, s. 16./

Kuvan 4 alempi kuvaaja vastaa paremmin Suomessa käytettävää betonin jännitys-muodonmuutoskuvaajaa. Ylemmän ja alemman myötörajan väli on korvattu vaakaviivalla, jolloin näitä suhteellisia muodonmuutoksia vastaavat jännitykset ovat samansuuruisia. Suhteellinen muodonmuutos ϵ_{b1} alemmalla myötörajalla voidaan laskea yhtälön (10) perusteella. Suhteellinen muodonmuutoksen ϵ_b mukainen jännitys betonissa σ_b välillä $0 - \epsilon_{b1}$, eli kimmoisella alueella voidaan vastaavasti laskea yhtälön (11) perusteella. /14/

$$\varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_{b,red}} \quad (10)$$

jossa

R_b – betonin laskentapuristuslujuus (taulukko 7)

$E_{b,red}$ – betonin redusoitu kimmokerroin (yhtälö 12) /7/

$$\sigma_b = E_{b,red} \varepsilon_b \quad (11)$$

jossa

ε_b – tarkasteltavan kohdan suhteellinen muodonmuutos /7/

$$E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1,red}} \quad (12)$$

jossa

$\varepsilon_{b1,red}$ – redusoitu suhteellinen muodonmuutos

- lyhytaikaisissa kuormissa $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$
- pitkäaikaisissa kuormissa taulukon (15) mukaan /7/

Yhtälöt (10) ja (12) voidaan yhdistää, jolloin laskentapuristuslujuuden R_b arvot supistuvat pois. Tuloksena suhteellisesta muodonmuutoksesta alemmalla myötörajalta ε_{b1} tulee yhtä suuri kuin taulukosta (15) löytyvä redusoitu suhteellisen muodonmuutoksen arvo $\varepsilon_{b1,red}$. Ylemmän myötörajan sekä murtorajan suhteelliset muodonmuutokset ε_{b0} ja ε_{b2} ovat samansuuruisia kuin edellä ylemmässä kuvaajassa.

Betonin ollessa vetorasitettu kaavoissa käytettävä puristuslujuuden R_b arvot korvataan vetolujuuden R_{bt} arvoilla. Lisäksi on määriteltävä vetoalkukimmokerroin E_{bt} . Murtorajan suhteellisen muodonmuutoksen suuruutena vetokuormituksessa pidetään $\varepsilon_{bt2} = 0,00015$ ja ylemmän myötörajan suuruutena $\varepsilon_{bt0} = 0,0001$ lyhytaikaisessa vetokuormituksessa. Kuvan 4 alemman kuvaajan laskelmissa käytettävän redusoidun suhteellisen muodonmuutoksen suuruus on $\varepsilon_{bt1,red} = 0,00008$ lyhytaikaisissa kuormituksissa. Muita muutoksia kuvaajien tulkittamiseen ei tule ja eri arvojen määrittäminen tapahtuu kuten edellä puristusrasituksen alaisessa betonissa. /14/

4.7 Teräksen muodonmuutosominaisuudet

Teräsbetonirakenteissa käytettävän raudituksen kimmokertoimen suuruutena pidetään $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ MPa. Puristus- ja vetorasituksessa teräksellä on sama kimmokerroin. Vedetyllä teräksellä suhteellisen muodonmuutoksen ε_{s0} suuruus voidaan laskea kimmokertoimen ja laskentavetolujuuden avulla yhtälön (13) mukaisesti. /14/

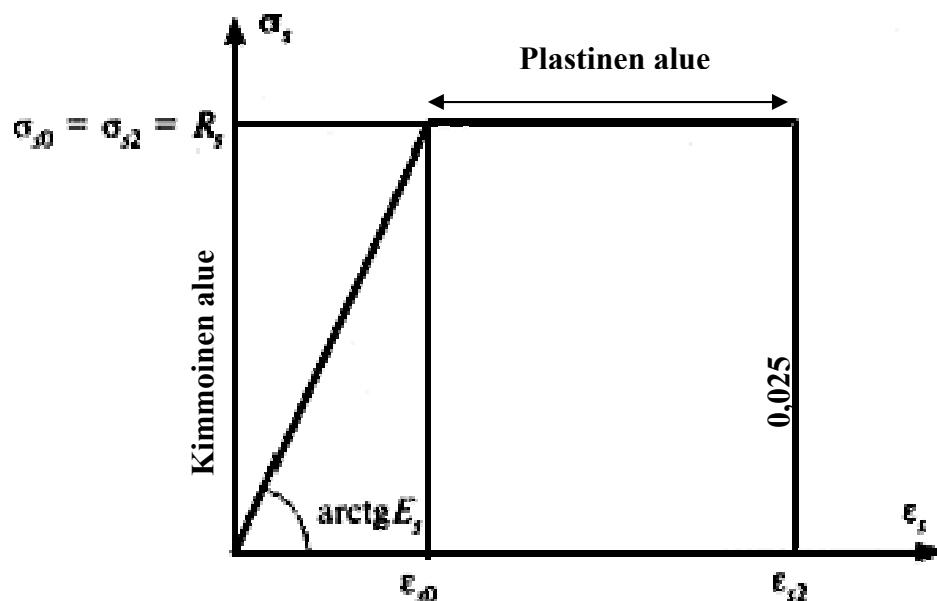
$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} \quad (13)$$

jossa

R_s – teräksen laskentavetolujuus

E_s – teräksen kimmokerroin /7/

Yhtälön (13) perusteella määritelty suhteellisen muodonmuutoksen ε_{s0} suuruus vastaa suhteellista muodonmuutosta teräksen myötörajalta (kuva 5). Vastaavasti murtorajan mukainen suhteellinen muodonmuutos ε_{s2} on aina suuruudeltaan 0,025. Myötörajan alapuolella teräs toimii kimmoisesti, eli syntyvät muodonmuutokset palautuvat kuorman poistuttua. Teräkseen syntyneen suhteellisen muodonmuutoksen ε_s ylittäessä myötörajan, syntyvä muodonmuutos on plastista, eli muodonmuutokset ovat pysyviä. /7; 14./



Kuva 5 Teräksen jännitys-muodonmuutoskuvaaja /7, s. 24./

Teräksessä vaikuttava jännitys σ_s voidaan määrittää suhteellisten muodonmuutosten avulla murtorajaan asti. Kimmoisella alueella teräkseen kohdistuva jännitys σ_s voidaan laskea teräkseen syntyneen muodonmuutoksen ja kimmokertoimen avulla yhtälön (14) mukaan. Myötörajan ylittyessä jännityksen σ_s suuruus vastaa teräksen laskentavetolujuutta R_s (kuva 5).

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \quad (14)$$

jossa

ε_s – teräkseen syntynyt suhteellinen muodonmuutos

E_s – teräksen kimmokerroin ($E_s = 2,0 \cdot 10^5$ MPa) /7/

5 MITOITUSTEORIA

Venäjällä rakenteiden mitoituksen perustana on rajatilamenetelmä. Suomessa rajatilamenetelmässä käytettävät termit murto- ja käyttörajatila on Venäjällä korvattu termeillä ensimmäisen ja toisen ryhmän rajatila. Ensimmäisen ryhmän rajatila vastaa murtorajatilatarkastelua, jossa turvataan rakenteen kantokyky murtumista ja stabiiliuden menettämistä vastaan. Toisen ryhmän rajatilalla tarkoitetaan vastaavasti käyttörajatilaa, jossa estetään rakenteen liiallinen halkeilu, liian suuret muodonmuutokset ja siirtymät.

Tähän kappaleeseen on sisällytetty uuden normin osat, joissa on havaittu olevan selviä muutoksia vanhaan normiin nähden. Työssä ei läpikäydä esimerkiksi taivutusmomentti- eikä taipumamitoitusta, sillä SNIIP 52-01-2003:n /6/ mitoitusperiaatteet verrattuna vanhaan normiin SNIIP 2.03.01–84 /5/ eivät ole selkeästi muuttuneet.

5.1 Raudoituksen ankkurointi

Raudoitus voidaan ankkuroida yhdellä seuraavista tavoista tai niiden yhdistelmällä:

- ankkurointi suorilla tangoilla (suora ankkurointi)
- päistään taivutetuilla tangoilla ankkurointi (esimerkiksi täysi koukku, lenkki tai suorakulmakoukku)
- ankkurointi hitsaamalla tai asentamalla poikittaistankoja
- ankkurointi tangon päähän asennettavan erityisen ankkurointilaitteen avulla

Harjateräksset voidaan ankkuroida kaikilla edellä mainituilla tavoilla. Sileää tankoa ei saa ankkuroida suoraan eikä suorakulmakoukun avulla. Muut edellä mainitut ankkurointitavat soveltuvat sileän tangon ankkurointiin. Suorakulmakoukkujen sekä täysien koukkujen ja lenkkien käyttöä ei suositella puristetussa raudoituksessa. Puristusrasituksen alaisessa sileässä raudoitteessa voidaan kuitenkin käyttää poikkeuksellisesti täysiä koukkuja sekä lenkkejä, jos raudoitukseen voi kohdistua veto-

rasitusta tietyissä kuormitustilanteissa. Tällainen kuormitustilanne voi syntyä esimerkiksi elementtien nostolenkeissä noston aikana kuorman heilahdellessa. /8/

5.1.1 Ankkurointipituuden laskenta

Raudoituksen ankkurointipituuden laskemisessa on huomioitava raudoituksen luokka, profiili sekä nimellishalkaisija. Laskennassa huomioidaan lisäksi ankkurointitavan vaikutus, betonin vetolujuus ja jännitystila sekä ankkurointialueen konstruktointi eli käytännössä tankojen sijainti sekä mahdollisten poikittaisraudoituksen vaikutus. Näiden muuttujien huomioiminen laskennassa tapahtuu erilaisten kertoimien ja ominaisarvojen avulla. /8; 14./

Ankkuroitavassa raudoituksessa vaikuttavan aksiaalivoiman siirtämiseksi kokonaisuudessaan betoniin tarvitaan riittävä ankkuroinnin peruspituus $l_{0,an}$, joka lasketaan raudoituksen täyden laskentavetolujuuden R_s avulla yhtälön (16) mukaisesti. Ankkuroinnin peruspituuden määrittämisessä tarvitaan raudoituksen ja betonin välisen tartuntalujuuden laskennallinen arvo R_{bond} . Tartuntalujuuden laskenta-arvon voidaan olettaa jakautuneen tasaisesti koko ankkurointimatalle, ja se voidaan laskea yhtälön (15) perusteella. /8; 14./

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} \quad (15)$$

jossa

η_1 – kerroin, joka huomioi terästen pinnan vaikutuksen seuraavasti

1,5 – sileä rauditus (luokka A240)

2,0 – kylmämuokattu harjateräs (luokka B500)

2,5 – kuumavalssattu tai termomekaanisesti käsitelty harjateräs
(luokat A300, A400 ja A500)

η_2 – kerroin, joka huomioi terästen halkaisijan seuraavasti

1,0 – raudoituksen halkaisija $d_s \leq 32$ mm

0,9 – raudoituksen halkaisija $d_s = 36$ mm tai $d_s = 40$ mm

R_{bt} – betonin laskentalujuus aksiaaliselle vedolle (taulukko 7) /7; 8./

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} \quad (16)$$

jossa

R_s – teräksen laskentavetolujuus (taulukko 11)

A_s – ankkuroitavan tangon pinta-ala nimellishalkaisijan mukaan

R_{bond} – raudoituksen ja betonin välisen tartuntalujuuden laskennallinen arvo

u_s – ankkuroitavan tangon piiri nimellishalkaisijan mukaan /7/

Raudoituksen ankkuroinnin tarpeellisen laskentapituuden l_{an} laskennassa huomioidaan rakenneratkaisu sekä betonin ja teräksen jännitystila ankkurointialueella. Tämä onnistuu käytännössä kertoimen α avulla. Kertoimen suuruus on puristetuilla tangoilla $\alpha = 0,75$. Vetorasitettujen suorien harjaterästen ankkuroinnissa kerroin saa arvon $\alpha = 1,0$. Sileissä vetorasitetuissa raudoituksissa kerroin $\alpha = 1,0$, kun ankkurointi toteutetaan täysin koukuin tai lenkein ilman lisäankkurointilaitteita. Laskennallinen ankkurointipituus l_{an} voidaan määrittää yhtälön (17) mukaisesti. /7; 14./

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (17)$$

jossa

$l_{0,an}$ – ankkuroinnin peruspituus (yhtälö 16)

$A_{s,cal}$ – laskelmissa vaadittu raudoituksen poikkileikkauspinta-ala

$A_{s,ef}$ – toteutuksessa saavutettu raudoituksen poikkileikkauspinta-ala /7; 8./

Ankkurointipituuden laskennassa tarvittavat kolme yhtälöä voidaan yhdistää yhdeksi yhtälöksi (19) laskennan yksinkertaistamiseksi. Laskennallisen tartuntalujuuden R_{bond} yhtälö (15) voidaan sijoittaa ankkuroinnin peruspituuden $l_{0,an}$ kaavaan (16), jolloin tuloksena saadaan yhtälö (18). Saatua yhtälö (18) voidaan sijoittaa edelleen laskennallisen ankkurointipituuden l_{an} yhtälöön (17), joka supistuu yhtälön (19) muotoon, kun teräsmäärien $A_{s,cal}$ ja $A_{s,ef}$ suhteen oletetaan olevan 1.

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{\eta_1 \eta_2 R_{bt} u_s} \quad (18)$$

$$l_{an} = \alpha \frac{R_s A_s}{\eta_1 \eta_2 R_{bt} u_s} \quad (19)$$

Johdettua yhtälöä (19) voidaan kehittää edelleen sijoittamalla terästangon poikkileikkauspinta-ala $A_s = \pi r_s^2$ sekä tangon piirin pituus $u_s = 2\pi r_s$ saatuun yhtälöön ja supistamalla ylimääräiset termit pois. Ankkurointipituuden kaava saa tällöin lopullisen muotonsa yhtälön (20) mukaisesti, kun suunnittelussa vaaditun $A_{s,cal}$ ja todellisessa rakenteessa saavutetun teräsmäärän $A_{s,ef}$ suhteen oletetaan olevan 1, muussa tapauksessa ankkurointipituus on laskettava käyttäen kaavoja (15), (16) ja (17).

$$l_{an} = \alpha \frac{R_s r_s}{2 \eta_1 \eta_2 R_{bt}} \quad (20)$$

jossa

α – kerroin, joka huomioi rakenneratkaisun sekä betonin ja teräksen jännitystilan

R_s – teräksen laskentavetolujuus (taulukko 11)

r_s – teräksen nimellissäde

η_1 – kerroin, joka huomioi terästen pinnan vaikutuksen

η_2 – kerroin, joka huomioi teräksen halkaisijan vaikutuksen

R_{bt} – betonin laskentalujuus aksiaaliselle vedolle (taulukko 7) /7; 14./

Ankkurointipituuden määrittämisen ohella voidaan lisäksi määrittää ankkuroitavassa raudoituksessa vaikuttavan aksiaalisen voiman N_s suuruus yhtälön (21) mukaisesti, mikäli se on tarpeellista.

$$N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} \leq R_s A_s \quad (21)$$

jossa

A_s – raudoituksen poikkipinta-ala

l_s – ankkurointitangon pään ja tarkasteltavan poikkileikkaukseen välinen etäisyys

l_{an} – yhtälön (17) mukainen ankkurointipituus, kun $(A_{s,cal} / A_{s,ef}) = 1$ /7; 14./

5.1.2 Ankkurointimitoituksessa huomioitavat lisäehdot

Laskettua ankkurointipituutta l_{an} on mahdollista pienentää korkeintaan 30 %. Pienennyksen suuruus on tapauskohtainen ja riippuu poikittaisraudoituksen määrästä sekä siinä käytettävästä raudoituksen halkaisijasta. Lisäksi ankkurointitapa, esimerkiksi poikkiraidoituksen hitsaus, ankkurointilaitteiden käyttö ja harjaterästen päiden taivutus pienentää ankkurointipituutta. Pienennyksistä huolimatta ankkuroinnin todellisen pituuden tulee aina olla vähintään seuraavia arvoja suurempi:

- $0,3l_{0,an}$
- $15d_s$
- 200 mm /8; 14./

Vetorasitetun tangon tulee vapaalla reunatuella ylettyä tuelle vähintään $5d_s$, kun leikkausvoimamitoituksen asettama ehto $Q \leq Q_{b1}$ toteutuu. Muussa tapauksessa tarvittava ylitys määritetään yhtälön (17) perusteella. Leikkausvoimamitoitustarkastelu esitetään kohdassa 5.4.1. /8; 14./

5.2 Raudoituksen jatkaminen

Raudoitustankojen jatkamiseen voidaan käyttää seuraavia jatkostyyppejä:

- 1) hitsaamattomat limijatkokset (tangon nimellishalkaisija $d_s \leq 40$ mm):
 - suorat harjaterästangot
 - suorat sileät terästangot ja harjaterästangot, kun jatkosalueelle on joko hitsattu tai asennettu poikittaistankoja
 - päistään taivutetut harjaterästangot (täydet koukut, suorakulmakoukut ja lenkit)
 - päistään taivutetut sileät tangot (täydet koukut ja lenkit)
- 2) hitsatut sekä mekaaniset jatkokset:
 - raudoitustankojen hitsaukset
 - erityiset mekaaniset liitososat (puristetut muhvit, kierremuhvit jne.)

Raudoituksen jatkamisessa toistuvat samat periaatteet kuin ankkuroimisessa. Sileitä terästankoja ei voida jatkaa suorakulmakoukun avulla eikä suorina ilman että jatkosalueelle hitsataan tai asennetaan poikittaisraudoitusta, mutta muita rajoituksia sileiden tankojen jatkamiseen ei ole. Puristetulle harjateräkselle ei suositella lenkien eikä täysien koukkujen käyttöä, mutta muuta rajoitusta harjaterästen jatkamistapaan ei ole. Tankojen taivutusohjeet on esitetty kappaleessa 5.2.2. Muhvien käytössä on huomioitava, että muhviliitoksen kapasiteetin on oltava vähintään yhtä suuri kuin jatkettavien tankojen kapasiteetti. /8; 14./

5.2.1 Jatkospituuden laskenta

Puristus- tai vetorasitetun raudoituksen jatkospituus l_j (kuva 6) voidaan laskea yhtälön (22) mukaan. Yhtälö (22) on vastaava kuin ankkurointipituuden määrittämisessä käytetty yhtälö (17), mutta rakenneratkaisun sekä betonissa ja teräksessä vaikuttavan jännitystilän huomioiva kerroin α muuttuu. Puristetuilla tangoilla kerroin on suuruudeltaan $\alpha = 0,9$. Vetorasitettujen suorien harjaterästen jatkamisessa kerroin on vastaavasti $\alpha = 1,2$. Sileissä vetorasitetuissa raudoituksissa kerroin on $\alpha = 1,2$, kun jatkaminen toteutetaan täysillä koukuilla tai lenkeillä ilman lisäankkurointilaitteita. /8; 14./

Mitoitus voidaan suorittaa yhtälön (22) ja edellä esitettyjen kertoimen α arvojen mukaisesti vain, jos noudatetaan seuraavia ehtoja:

- jatkettujen pääterästen suhteellinen osuus pääterästen kokonaismäärästä samassa poikkileikkauksessa ei saa olla yli 50 %, käytettäessä harjateräksiä
- jatkettujen pääterästen suhteellinen osuus pääterästen kokonaismäärästä samassa poikkileikkauksessa ei saa olla yli 25 %, käytettäessä sileitä teräksiä
- jatkosalueella olevan poikittaisraudoituksen vetokapasiteetin tulee olla vähintään puolet pääteräsiin kohdistuvan vetorasituksen suuruudesta (kuva 7)
- jatkettujen tangojen jatkospalkkeiden välinen etäisyys ei saa olla yli $4d_s$ (kuva 8)
- viereisten jatkosten poikittaissuuntaisen etäisyyden tulee olla $\geq 2d_s$ ja ≥ 30 mm (kuva 8). /8; 12; 15./

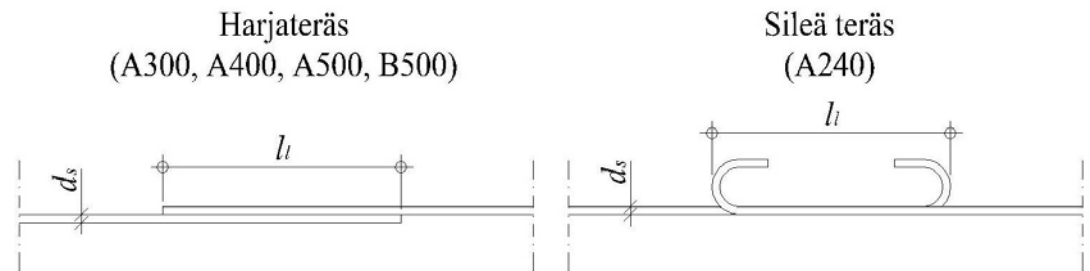
$$l_l = \alpha l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (22)$$

jossa

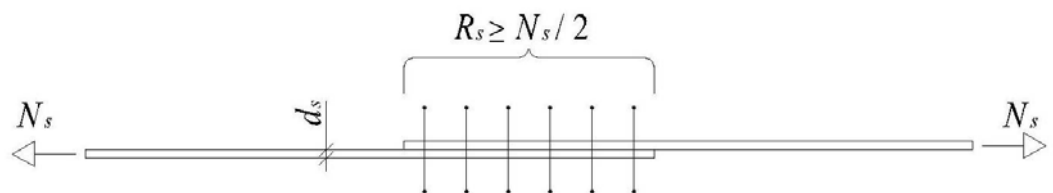
$l_{0,an}$ – ankkuroinnin peruspituus (kohta 5.1.1; yhtälö (16))

$A_{s,cal}$ – laskelmissa vaadittu raudoituksen poikkileikkauspinta-ala

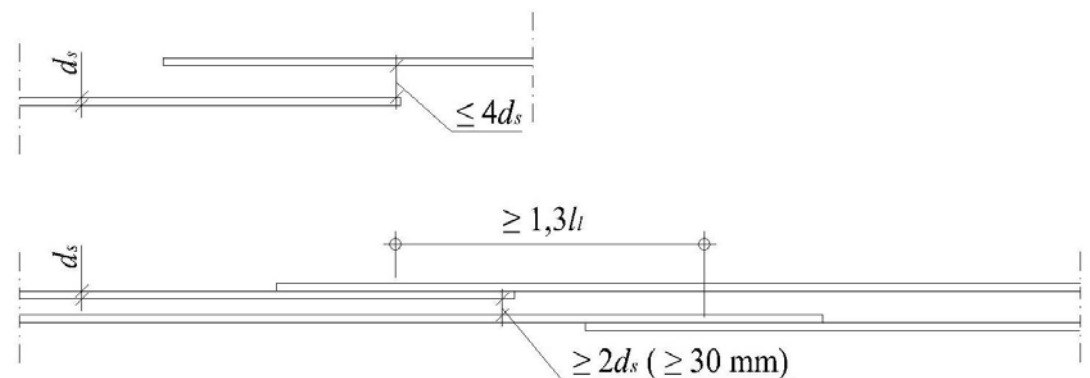
$A_{s,ef}$ – toteutuksessa saavutettu raudoituksen poikkileikkauspinta-ala /7; 14./



Kuva 6 Jatkospituus l_l



Kuva 7 Poikittaisraudoitukselta vaadittava vetokapasiteetti jatkosalueella



Kuva 8 Tankojen jatkamisessa huomioitavia etäisyyksiä

Raudoituksen jatkosten katsotaan olevan samassa poikkileikkauksessa, jos niiden keskikohtien välinen etäisyys on pienempi kuin $1,3 l_l$ (kuva 8). Samassa poikkileikkauksessa jatkettujen vetoraudoitustankojen suhteellista määrää voidaan kas-

vattaa 100 %:iin asti, jos kertoimen α arvoksi valitaan 2,0. Edellä esitettyjen raja-arvojen ylittyessä väliarvot kertoimelle α saadaan tarvittaessa lineaarisen interpoloinnin kautta. /8/

Jatkospituuden l_l laskentaa voidaan yksinkertaistaa yhdistämällä yhtälöt (18) ja (22) sekä sijoittamalla terästangon poikkileikkauspinta-ala $A_s = \pi r_s^2$ sekä tangon piirin pituus $u_s = 2\pi r_s$ saatuun yhtälöön, kuten ankkurointipituuden määrittämisessäkin. Näin voidaan menetellä, jos teräsmäärien $A_{s,cal}$ ja $A_{s,ef}$ suhteen oletetaan olevan 1, mutta muussa tapauksessa jatkospituus on laskettava kaavojen (15), (16) ja (22) avulla. Tulokseksi saadaan yhtälö (23).

$$l_l = \alpha \frac{R_s r_s}{2 \eta_1 \eta_2 R_{bt}} \quad (23)$$

jossa

α – kerroin, joka huomioi rakenneratkaisun sekä betonin ja teräksen jännitystilan

R_s – teräksen laskentavetolujuus (taulukko 11)

r_s – teräksen nimellissäde

η_1 – kerroin, joka huomioi terästen pinnan vaikutuksen

η_2 – kerroin, joka huomioi teräksen halkaisijan vaikutuksen

R_{bt} – betonin laskentalujuus aksiaaliselle vedolle (taulukko 7)

Raudoitustangoille laskettua jatkospituutta l_l voidaan pienentää korkeitaan 30 %, jos jatkettujen tankojen päissä käytetään lisäankkurointia. Lisäankkurointi voidaan tehdä esimerkiksi hitsatun poikittaisraudoituksen tai harjaterästankojen päässä olevan koukun tai lenkin avulla. Jatkospituuden pienentäminen on tapauskohtainen ja sen suuruus riippuu lisäankkurointitavasta. Jatkosten todellisen pituuden tulee kuitenkin aina olla seuraavia arvoja suurempi:

- $0,4\alpha l_{0,an}$
- $20d_s$
- 250 mm /8; 14./

5.2.2 Tankojen taivuttaminen

Raudoitustankoja taivuttaminen lenkeiksi ja koukuiksi toteutetaan huomioimalla tangon sisäpuolinen taivutushalkaisija d_{on} (kuva 9). Taivutushalkaisijan tulee olla riittävä, jotta voidaan estää betonin sisäinen halkeilu ja murtuminen taivutuksen kohdalla. Raudoitustangon sisäpuolisen taivutushalkaisija d_{on} voidaan olettaa riittäväksi, kun halkaisijaksi valitaan vähintään:

1) Sileät raudoitustangot (Luokka A240)

- $d_{on} = 2,5d_s$, kun $d_s < 20$ mm
- $d_{on} = 4d_s$, kun $d_s \geq 20$ mm

2) Harjaterästangot (Luokat A300, A400, A500 ja B500)

- $d_{on} = 5d_s$, kun $d_s < 20$ mm
- $d_{on} = 8d_s$, kun $d_s \geq 20$ mm /8; 14./



Kuva 9 Raudoitustangon sisäpuolinen halkaisija d_{on}

5.3 Rakenteen halkeilu

Teräsbetonirakenteen rasitetuimpiin kohtiin syntyy helposti halkeilua. Halkeamien haitallisuus määräytyy niiden leveyden ja määrän perusteella. Rakenteen kantavuuteen halkeamilla on harvoin merkitystä. Halkeilu aiheuttaa ongelmia lähinnä terästen suojauksessa ja rakenteen läpäisevyydessä. Halkeamat tekevät teräksiä suojaavasta betonipeitteestä epätiivisiin, jolloin teräkset altistuvat syöpmiselle.

Halkeilutarkastelu suoritetaan toisen ryhmän rajatilassa, jossa kuormien varmuuskerroin on $\gamma_f = 1,0$ sekä materiaalien varmuuskertoimet ovat $\gamma = 1,0$. Halkeamien leveyden määrittämistarve sekä halkeamien huomioimistarve määritetään selvittämällä halkeamien syntyminen. Rakenteeseen syntyy halkeamia, jos epäyhtälö (24) tai (25) toteutuu. Tällöin on määritettävä rakenteeseen syntyvien halkeamien leveys kohdan 5.3.3 mukaisesti. /8; 14./

$$M > M_{crc} \quad (24)$$

jossa

M – ulkoisista kuormista aiheutuva taivutusmomentti

M_{crc} – poikkileikkauksessa vaikuttava taivutusmomentti halkeaman muodostuessa (kohta 5.3.1; yhtälö 36) /7; 8./

$$N > N_{crc} \quad (25)$$

jossa

N – ulkoisen kuorman aiheuttama pituussuuntainen vetorasitus

N_{crc} – poikkileikkauksessa vaikuttava aksiaalivetorasitus halkeaman muodostuessa (kohta 5.3.1; yhtälö 27) /7; 8./

5.3.1 Halkeamien huomioimisen tarpeellisuus

Halkeamia muodostuu keskeisesti vedettyihin rakenneosiin, mikäli epäyhtälön (25) ehto toteutuu. Ennen halkeamien muodostumisvoiman N_{crc} määrittämistä on laskettava rakenneosan kokonaispoikkileikkauspinta-ala A_{red} , jossa on huomioitu betoni-poikkileikkauksen pinta-alan lisäksi vedetyn- ja puristetun raudoituksen pinta-alat (kuva 10). Rakenneosan kokonaispoikkileikkausala A_{red} voidaan laskea yhtälön (26) avulla. Yhtälön (26) käytössä on huomattava, että puristusraudoituksen osuus jää pois, sillä sitä ei ole keskeisesti vedetyissä rakenneosissa. Laskennasta voidaan jättää kokonaan huomioimatta raudoituksen pinta-alat, jolloin $A_{red} = A$. /8; 14./

$$A_{red} = A + A_s \alpha + A'_s \alpha \quad (26)$$

jossa

A, A_s, A'_s – betonin sekä veto- ja puristusraudoituksen poikkileikkauspinta-alat
 α – raudoituksen ja betonin kimmokertoimien suhde E_s/E_b
 ($E_s = 2,0 \cdot 10^5$ MPa; E_b (taulukko 12)) /8; 14./

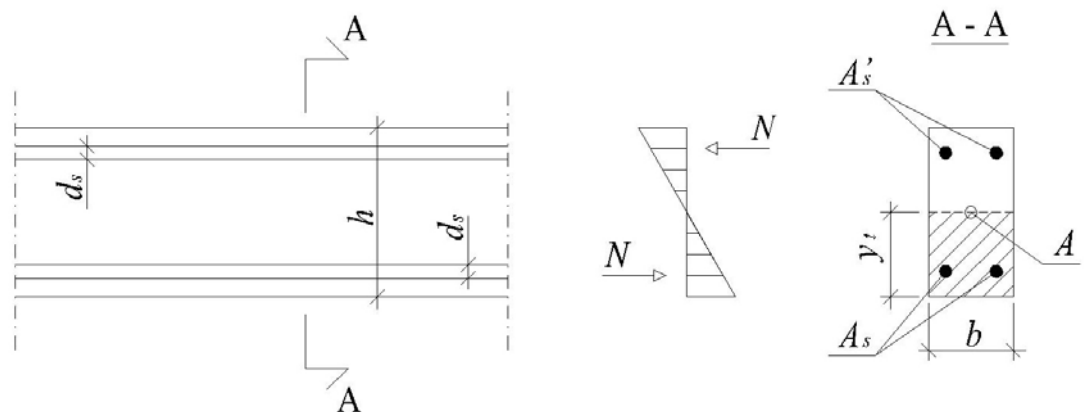
Halkeamien muodostumisvoima N_{crc} voidaan määrittää yhtälön (27) mukaisesti.

$$N_{crc} = A_{red} R_{bt,ser} \quad (27)$$

jossa

A_{red} – poikkileikkauksen pinta-ala (yhtälö 26)
 $R_{bt,ser}$ – betonin laskentavetolujuus toisen ryhmän rajatilassa (taulukko 5) /14/

Halkeamien muodostumisvoiman N_{crc} lukuarvoa verrataan ulkoisen kuorman aiheuttaman voiman N lukuarvoon epäyhtälön (25) mukaisesti. Epäyhtälön (25) ehdon toteutuessa rakenteeseen syntyy halkeamia, joiden leveys on määriteltävä kohdassa 5.3.3 esitetyllä tavalla.



Kuva 10 Halkeamien huomioimisen määrittämisessä käytettyjä termejä

Rakenneosan ollessa taivutusrasitettu on laskettava halkeamien muodostusmomentti M_{crc} , joka voidaan määrittää huomioimatta vedetyn betonin plastisia muodonmuutoksia. Tällöin halkeamat ja taipumat eivät saa kasvaa sallittuja arvoja suuremmiksi. Sallittujen arvojen ylittyessä halkeamien muodostusmomentti M_{crc} ,

määritetään käyttäen epälineaarista muodonmuutosmallia, jossa huomioidaan vedetyn betonin plastiset muodonmuutokset. Tässä työssä ei kuitenkaan perehdytä siihen, sillä sitä ei käytännössä juurikaan käytetä ja laskenta on erittäin työläs. /8/

Halkeamien muodostumismomentin M_{crc} määrittäminen aloitetaan poikkileikkauksen dimensioiden tarkastelun kautta. Poikkileikkauksen kokonaispinta-ala A_{red} voidaan laskea yhtälön (26) kautta. Raudoituksen pinta-aloja ei ole laskennassa välttämätöntä huomioida, jolloin pinta-ala A_{red} vastaa betonipoikkileikkauksen pinta-alaa A (kuva 10). Raudoitus tulee jättää huomioimatta myös seuraavissa laskentavaiheissa, mikäli sen vaikutusta ei huomioida tässä vaiheessa. Saatua pinta-alan A_{red} arvoa käytetään betonin vedetyn reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välisen etäisyyden y_t (kuva 10) määrittämisessä yhtälön (28) mukaisesti. /8; 14./

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} \quad (28)$$

jossa

$S_{t,red}$ – poikkileikkauksen staattinen momentti betonin vetorasitetun reunan suhteen
 A_{red} – poikkileikkauksen kokonaispinta-ala (yhtälö 26) /14/

Poikkileikkauksen kokonaishitausmomentti I_{red} , jossa huomioidaan betonin lisäksi veto- ja puristusraudoituksen osuus, lasketaan yhtälön (29) perusteella. Raudoituksen osuutta ei huomioida, jos sitä ei ole huomioitu poikkileikkauksen kokonaispinta-alan A_{red} laskennassakaan (yhtälö 26). Tällöin kokonaishitausmomenttia I_{red} vastaa betonin hitausmomentti I . Suorakaidepoikkileikkauksille hitausmomentti I voidaan laskea yhtälön (30) mukaan, ja vastaavasti pyöreän profiilin hitausmomentti saadaan yhtälön (31) perusteella. /8; 14./

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha \quad (29)$$

jossa

I, I_s, I'_s – betonin sekä veto- ja puristusraudoituksen hitausmomentit

α – raudoituksen ja betonin kimmokertoimien suhde E_s/E_b

($E_s = 2,0 \cdot 10^5$ MPa; E_b (taulukko 12)) /8; 14./

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (30)$$

$$I = \frac{\pi d^4}{64} \quad (31)$$

joissa

b – poikkileikkauksen leveys

h – poikkileikkauksen korkeus

d – pyöreän poikkileikkauksen halkaisija /14/

Poikkileikkauksen taivutusvastus W voidaan määrittää yhtälön (34) avulla. Suora-kaidepoikkileikkauksille voidaan määrittää taivutusvastus yhtälön (32) perusteella, jos raudoitusta ei huomioida. Poikkileikkausprofiililtaan pyöreän rakenneosan taivutusvastus on vastaavasti yhtälön (33) mukainen, mikäli raudoitus jätetään huomioimatta. /8; 14./

$$W = \frac{bh^2}{6} \quad (32)$$

$$W = \frac{\pi d^3}{32} \quad (33)$$

joissa

b – poikkileikkauksen leveys

h – poikkileikkauksen korkeus

d – pyöreän poikkileikkauksen halkaisija /14/

$$W = \frac{I_{red}}{y_t} \quad (34)$$

jossa

I_{red} – poikkileikkauksen kokonaishitausmomentti painopisteen suhteen (yhtälö 29)

y_t – betonin vedetyn reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys (yhtälö 28; kuva 10) /14/

Viimeisenä ennen halkeamien muodostumismomentin M_{crc} laskemista määritetään etäisyys e_x vetorasituksen N vaikutuspisteestä vetorasitetulle alueelle, jossa halkeaman muodostumista tarkastellaan. Vetorasituksen N vaikutuspisteinä voidaan pitää poikkileikkauksen painopistettä. Etäisyyden e_x arvot saadaan laskennallisesti määriteltä yhtälön (35) mukaan. Etäisyys e_x voidaan myös päätellä, jos rakenne ja siinä oleva rauditus on symmetrinen painopisteakselinsa suhteen. /8; 14./

$$e_x = \frac{W}{A_{red}} \quad (35)$$

jossa

W – poikkileikkauksen taivutusvastus (yhtälö 34)

A_{red} – poikkileikkauksen kokonaispinta-ala (yhtälö 26) /14/

Lopulta halkeamien muodostumismomentti M_{crc} voidaan määrittää yhtälön (36) avulla. Yhtälössä (36) käytetään positiivista etumerkkiä puristavan normaalivoiman aiheuttaman momentin Ne_x edessä. Negatiivista etumerkkiä käytetään vastaavasti aksiaalivoiman N ollessa vetoa. /8; 14./

$$M_{crc} = R_{bt,ser}W \pm Ne_x \quad (36)$$

jossa

$R_{bt,ser}$ – betonin laskentavetolujuus toisen ryhmän rajatilassa (taulukko 5)

W – rakenteen suurimman vetorasituksen alaisen poikkileikkauksen taivutusvastus (yhtälö 32, 33 tai 34)

N – ulkoisen kuorman aiheuttama pituussuuntainen normaalivoima

e_x – etäisyys vetorasituksen N vaikutuspisteestä (poikkileikkauksen painopisteestä) vetorasitetulle alueelle, missä halkeamien avautumista tarkastellaan (yhtälö 35) /14/

Halkeamien muodostumismomentin M_{crc} lukuarvoa verrataan ulkoisen kuorman aiheuttaman momentin M lukuarvoon epäyhtälön (24) mukaisesti. Epäyhtälön (24) ehdon toteutuessa rakenteeseen syntyy halkeamia, joiden leveys on määriteltävä kohdan 5.3.3 mukaisesti.

5.3.2 Sallitut halkeamaleveydet ja niiden määrittelyperiaatteet

Epäyhtälön (24) tai (25) ehdon toteutuessa on laskelmien avulla todettava, että rakenteeseen syntyvät halkeamat eivät ole leveydeltään sallittuja arvoja suurempia. Tämä todetaan epäyhtälön (37) kautta. /8; 14./

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult} \quad (37)$$

jossa

a_{crc} – ulkoisen kuorman vaikutuksesta syntynyt halkeaman leveys

$a_{crc,ult}$ – halkeaman suurin sallittu leveys /8; 14./

Halkeaman leveyden määrittämisessä sekä sallittujen arvojen suuruudessa erotetaan toisistaan pitkäaikaisen ja lyhytaikaisen kuormituksen aiheuttamat halkeamat. Lisäksi huomioidaan betonin suojaustarkoitus. Käytännössä halkeamien leveyttä rajoitetaan, jotta rauditus pysyy suojattuna. Tavoitteena voi olla myös rajoittaa rakenteen läpäisevyyttä. Läpäisevyys tulee esiin esimerkiksi perusrakenteissa. Sallitut halkeamaleveyksien arvot $a_{crc,ult}$ suojaustarkoituksen ja kuormituksen kestoajan mukaan ovat:

a) raudituksen suojaaminen

- 0,3 mm, pitkäaikaisessa kuormituksessa
- 0,4 mm, lyhytaikaisessa kuormituksessa

b) rakenteen läpäisevyyden rajoittaminen

- 0,2 mm, pitkäaikaisessa kuormituksessa
- 0,3 mm, lyhytaikaisessa kuormituksessa /8; 14./

Kuormituksen kesto huomioidaan halkeamaleveyksien määrittämisessä yhtälöiden (38) ja (39) mukaisesti. Lyhytaikaisen kuormituksen aiheuttaman halkeamaleveyden a_{crc} suuruus voidaan määrittää yhtälön (38) mukaan, kolmen eri kuormitustilanteen aiheuttaman osuuden kautta. Pitkäaikaisen kuormituksen alaisen rakenneosan halkeamaleveyden a_{crc} määrittämisessä on vastaavasti yksi muuttuja (yhtälö 39).

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3} \quad (38)$$

jossa

$a_{crc,1}$ – halkeamaleveys, joka syntyy pysyvien kuormien sekä pitkäkestoisten väliaikaisten kuormien pitkäaikaisesta vaikutuksesta

$a_{crc,2}$ – halkeamaleveys, joka syntyy pysyvien kuormien sekä pitkäkestoisten ja lyhytkestoisten väliaikaisten kuormien lyhytaikaisesta vaikutuksesta

$a_{crc,3}$ – halkeamaleveys, joka syntyy pysyvien kuormien sekä pitkäkestoisten väliaikaisten kuormien lyhytaikaisesta vaikutuksesta /7; 8; 14./

$$a_{crc} = a_{crc,1} \quad (39)$$

Lyhytkestoisia väliaikaisia kuormia ovat:

- osa vaihtuvasta laitekuormasta
- osa ihmisistä ja eläimistä johtuvista kuormista
- osa lumikuormasta
- osa lämpötilasta johtuvista kuormista
- pyöräkuorma
- tuulikuormat
- jääkuormat /8; 12./

Pitkäkestoisia väliaikaisia kuormia ovat:

- osa vaihtuvasta laitekuormasta
- osa ihmisistä ja eläimistä johtuvista kuormista
- osa lumikuormasta
- osa lämpötilasta johtuvista kuormista
- tavaran kuormat
- tuotannossa syntyvien pölykerrosten aiheuttamat kuormat
- tärinäkuormat
- rakenteen epätasaisesta painumisesta johtuvat kuormat /8; 12./

Näiden kuormien lisäksi rakenteeseen voi kohdistua erityiskuormia, jotka voivat olla joko pitkäkestoista tai lyhytkestoista väliaikaista kuormaa. Erityiskuormia voivat olla onnettomuuskuormat, kuten räjähdyksistä tai maaperän seismisestä toimin-

nasta syntyvät kuormat. Tarkemmat kuormitusohjeet löytyvät julkaisusta SNiP 2.01.07-85 Kuormitukset ja vaikutukset (СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия). /8; 12./

5.3.3 Halkeamien leveyden määrittäminen

Halkeamaleveyden määrittäminen on erittäin työläs ja monimutkainen tehtävä, sillä lyhytaikaisen kuormituksen aiheuttaman halkeamaleveyden a_{crc} määrittämisessä laskenta täytyy suorittaa kolmeen kertaan. Halkeamaleveyden a_{crc} laskemisessa onkin suositeltavaa turvautua laskentaohjelmien apuun.

Halkeamaleveyden a_{crc} ratkaisemiseen (yhtälö 52) tarvitaan useita eri muuttujia, ja laskenta rönnyilee paljon. Käytännössä laskenta kannattaa aloittaa halkeamien välisen etäisyyden l_s määrittämisellä (yhtälö 40). Kuvassa 11 on esitetty yhtälöissä käytettäviä termejä laskentateorian ymmärtämisen helpottamiseksi.

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s \quad (40)$$

jossa

A_{bt} – vetorasitetun betonin poikkileikkauksen pinta-ala, mikä lasketaan vedetyn poikkileikkauksen korkeuden x_t perusteella ($2a \leq x_t \leq 0,5h$; kuva 11)

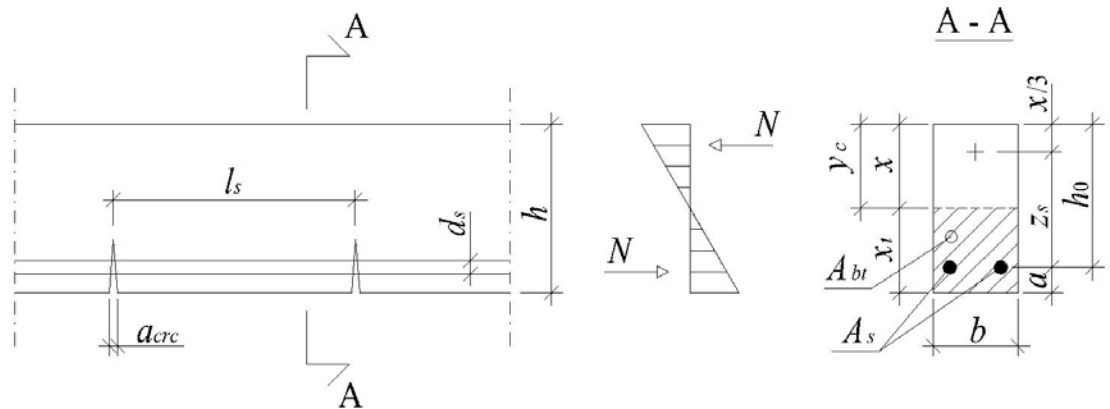
a – etäisyys betonin vedetyn puolen ulkoreunasta vetorausoitukseen keskelle ($a = h - h_0$; kuva 11)

h – rakenteen poikkileikkauksen kokonaiskorkeus

A_s – vetorasitetun pitkittäisraudoituksen pinta-ala

d_s – vetorasitetun pitkittäisraudoitustangon halkaisija /7; 8; 14./

Halkeamien välisen etäisyyden l_s laskennassa on lisäksi huomioitava, että pysytään raja-arvojen välissä, joita ovat $10d_s$ ja $100 \text{ mm} \leq l_s \leq 40d_s$ ja 400 mm . Raja-arvoja noudatetaan vain alle 1 m:n korkeilla rakenneosilla. /8; 14./



Kuva 11 Halkeilutarkastelussa käytäviä poikkileikkausarvoja

Laskennan seuraava vaihe on raudoituksessa vaikuttavan jännityksen σ_s määrittäminen. Tähän tehtävään on annettu neljä eri yhtälöä (43), (46), (47) ja (49). Kahta ensimmäistä yhtälöä (43) ja (46) käytetään, kun rakenne on taivutusrasitettu. Vastaavasti yhtälöitä (47) ja (49) käytetään, kun taivutusrasituksen lisäksi rakenneosaa kuormittaa normaalivoima.

Taivutusrasitetun rakenneosan raudoituksessa vaikuttavan jännityksen σ_s suuruus voidaan laskea yhtälön (43) perusteella. Tätä ennen on kuitenkin selvitettävä puristetun betonin kimmokerroin $E_{b,red}$ yhtälön (41) pohjalta sekä poikkileikkauksen hitausmomentti I_{red} yhtälön (29) mukaisesti. Lisäksi on vielä määritettävä betonin ja teräksen kimmokertoimien suhde α_{s1} , rakenteen puristetulla puolella yhtälön (42) mukaan. Rakenteen vetorasitetulla puolella voidaan olettaa, että kimmokertoimien suhde α_{s2} on yhtä suuri kuin puristetulla puolella oleva suhde α_{s1} , jolloin laskenta pysyy yksinkertaisena. /8; 14; 15./

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} \quad (41)$$

jossa

$R_{b,ser}$ – betonin laskentapuristuslujuus toisen ryhmän rajatilassa (taulukko 5)

$\varepsilon_{b1,red}$ – betonin suhteellinen muodonmuutos ($\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$) /7/

$$\alpha_{s1} = \alpha_{s2} = \frac{E_s}{E_{b,red}} \quad (42)$$

jossa

E_s – teräksen kimmokerroin ($E_s = 2,0 \cdot 10^5$ MPa)

$E_{b,red}$ – puristetun betonin kimmokerroin (yhtälö 41) /7/

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \alpha_{s1} \quad (43)$$

jossa

M – ulkoisista kuormista aiheutuva taivutusmomentti

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 11)

y_c – betonin puristetun reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys (kuva 11)

I_{red} – poikkileikkauksen hitausmomentti (yhtälö 29)

α_{s1} – raudoituksen ja betonin kimmokertoimien suhde (yhtälö 42) /7; 8; 14./

Taivutetuissa rakenneosissa halkeaman muodostaman ulkoisen kuorman aiheuttama jännitys σ_s pitkittäisraudoituksessa, voidaan määrittää myös yhtälön (46) kautta. Yhtälössä (46) esiintyvä termi z_s vastaa etäisyyttä vedetyn raudoituksen painopisteestä puristetun betonipoikkileikkauksen painopisteeseen. Suorakaidepoikkileikkauksilla z_s on yhtälön (44) mukainen, kun rakenteessa ei ole puristusraudoitusta tai sitä ei huomioida. Vastaavasti I- ja T-poikkileikkauksilla z_s saa lukuarvonsa yhtälön (45) perusteella. Yhtälöä (45) voidaan soveltaa myös suorakaidepoikkileikkauksiin, kun rakenteessa on puristusraudoitusta ja se huomioidaan laskuissa. /8; 15./

$$z_s = h_0 - \frac{x}{3} \quad (44)$$

jossa

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 11)

x – betonipoikkileikkauksen puristetun puolen korkeus (kuva 11) /7/

$$z_s = 0,8h_0 \quad (45)$$

jossa

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 11) /7/

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s A_s} \quad (46)$$

jossa

M – ulkoisista kuormista aiheutuva taivutusmomentti

A_s – vetorasitetun pitkittäisraudoituksen pinta-ala /7/

Tilanteessa, jossa rakenneosaa rasittaa taivutusmomentin M lisäksi normaalivoima N , jännityksen σ_s suuruus voidaan laskea yhtälön (47) kautta. Yhtälössä (47) käytetään positiivista etumerkkiä normaalivoiman N edellä, mikäli kyseessä on vetovoima, ja vastaavasti negatiivista etumerkkiä käytetään normaalivoiman ollessa puristusta. /8; 14./

$$\sigma_s = \left[\frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} \right] \alpha_{s1} \quad (47)$$

jossa

M – ulkoisista kuormista aiheutuva taivutusmomentti

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 11)

y_c – betonin puristetun reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys (kuva 11)

I_{red} – poikkileikkauksen kokonaishitausmomentti painopisteen suhteen (yhtälö 29)

N – ulkoisista kuormista aiheutuva normaalivoima

A_{red} – poikkileikkauksen kokonaispinta-ala (yhtälö 26)

α_{s1} – raudoituksen ja betonin kimmokertoimien suhde (yhtälö 42) /7; 8; 14./

Taivutusmomentin M ja normaalivoiman N rasittaessa rakenneosaa samanaikaisesti, pitkittäisraudoituksessa vaikuttava jännitys σ_s voidaan määrittää myös yhtälön (49) avulla. Yhtälössä (49) on käytettävä positiivista etumerkkiä termin z_s edellä,

mikäli rakennetta rasittava normaalivoima aiheuttaa vetorasitusta ja negatiivista etumerkkiä normaalivoiman aiheuttaessa puristusrasitusta vetorasitetuun pitkittäisraudoitukseen. /8/

Vetorasitetun raudoituksen ja puristusrasitetun betonipoikkileikkauksen painopisteiden välinen etäisyys z_s voidaan, taivutusmomentin M ja normaalivoimarasituksen N alaisissa rakenteissa, määrittää suorakaidepoikkileikkauksille yhtälön (44) perusteella. Näin voidaan menetellä, mikäli rakenteessa ei ole puristusraudoitusta tai sitä ei huomioida laskelmissa. Yhtälön (44) käytössä tulee lisäksi huomioida normaalivoiman mahdollinen vaikutus puristetun poikkileikkauksen korkeuteen x . /8; 14./

Suorakaidepoikkileikkausten, joissa on puristusraudoitusta ja sen vaikutus huomioidaan laskennassa, vedetyn raudoituksen ja puristusrasitetun betonin painopisteiden välisen etäisyyden z_s suuruus määritetään yhtälön (48) perusteella. Vastaavasti I- ja T-poikkileikkauksilla etäisyys z_s voidaan määrittää myös yhtälön (48) mukaisesti. /8; 14./

$$z_s = 0,7h_0 \quad (48)$$

jossa

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 11) /7/

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z_s)}{A_s z_s} \quad (49)$$

N – ulkoisista kuormista aiheutuva normaalivoima

e_s – vetorasitetun pitkittäisraudoituksen painopisteen ja ulkoisen normaalivoiman N vaikutuspisteen välinen kohtisuora etäisyys

y_c – betonin puristetun reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välinen etäisyys (kuva 11)

A_s – vetorasitetun pitkittäisraudoituksen pinta-ala /7/

Viimeisenä ennen halkeamaleveyden a_{crc} laskemista määritetään kerroin ψ_s , joka huomioi raudituksen suhteellisen muodonmuutoksen epätasaisen jakautumisen halkeamien välillä. Ilman laskemista kertoimen ψ_s arvoksi voidaan valita 1,0, mikäli tällöin halkeamaleveyden a_{crc} yhtälöstä (52) saatava tulos toteuttaa epäyhtälön (37) asettaman ehdon. /8; 14./

Epäyhtälön (37) ehdon jäädessä toteutumatta kerroin ψ_s määritetään yhtälön (50) tai (51) avulla. Yhtälöä (50) käytetään, kun taivutusmomentin M lisäksi rakennetta kuormittaa normaalivoima N . Rakenneosan ollessa ainoastaan taivutusrasitettu kertoimen ψ_s arvot voidaan laskea yhtälön (51) perusteella. Yhtälöiden (50) ja (51) mukaan laskettavan kertoimen ψ_s tarkoituksena on mahdollistaa laskennallisen halkeamaleveyden a_{crc} arvon pienentäminen tarkemman laskennan kautta, jos sallittu halkeamaleveyden $a_{crc,ult}$ arvo ylittyy. /8; 14; 15./

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} \quad (50)$$

jossa

$\sigma_{s,crc}$ – vetorasitetussa pitkittäisraudoituksessa vaikuttava jännitys heti halkeaman muodostumisen jälkeen

σ_s – ulkoisen kuorman aiheuttama jännitys vetorasitetussa pitkittäisraudoituksessa (yhtälö 43, 46, 47 tai 49) /7; 8; 15./

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M} \quad (51)$$

M_{crc} – poikkileikkauksessa vaikuttava taivutusmomentti halkeaman muodostuessa (kohta 5.3.1; yhtälö 36)

M – ulkoisista kuormista aiheutuva taivutusmomentti /7; 8; 15./

Edellä määriteltyjen lukuarvojen ollessa koossa rakenteeseen syntyvä yksittäisestä kuormitustilanteesta johtuva halkeamaleveys a_{crc} voidaan laskea yhtälön (52) perusteella. /8; 14./

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s \quad (52)$$

jossa

φ_1 – kerroin, joka huomioi kuormituksen kestoajan

1,0 – lyhytaikaisissa kuormissa

1,4 – pitkäaikaisissa kuormissa

φ_2 – kerroin, joka huomioi pitkittäisraudoituksen pinnan profiilin vaikutuksen

0,5 – harjateräs (luokat A300, A400, A500 sekä B)

0,8 – sileä rauditus (luokka A240)

φ_3 – kerroin, joka huomioi kuormituksen luonteen

1,0 – rakenneosa on joko taivutettu tai epäkeskeisesti puristettu

1,2 – rakenneosa on vetorasitettu

ψ_s – kerroin, joka huomioi raudituksen suhteellisen muodonmuutoksen epätasaisen jakautumisen halkeamien välillä. Kertoimen suuruudeksi voidaan valita $\psi_s = 1$, jos tällöin epäyhtälö (37) ei kuitenkaan toteudu, määritetään kertoimen suuruus yhtälön (50) mukaan ja taivutetuille rakenneosille yhtälön (51) mukaan.

σ_s – ulkoisen kuorman aiheuttama jännitys vedetyssä pitkittäisraudoituksessa (yhtälö 43, 46, 47 tai 49)

E_s – teräksen kimmokerroin ($E_s = 2,0 \cdot 10^5$ MPa)

l_s – halkeamien välinen etäisyys (yhtälö 40; kuva 11) /7; 8; 14./

5.4 Leikkausvoimamitoitus

Taivutetussa rakenteessa vaikuttaa taivutusmomentin ohella leikkausrasitus ja tällaisessa tilanteessa rakenteeseen syntyy jännityksiä, jotka vaikuttavat vinosti rakenteen akseliin nähden. Vinot jännitykset aiheuttavat rakenteeseen vinoja halkeamia, mikäli rakenteen vetokapasiteetti ylittyy. Leikkausvoimakestävyystarkastelu perustuu tähän vinojen halkeamien muodostumismallin periaatteisiin. Laskennassa tarkastellaan rakenteen lujuutta vinojen halkeamien välisellä alueella, rakenteen puristumurtumisen kannalta katsottuna. Lisäksi tarkastellaan rakenteen lujuutta

halkeaman kohdalla leikkausvoiman ja taivutusmomentin kannalta katsottuna. Laskenta suoritetaan ensimmäisen ryhmän rajatilassa.

Halkeamien välisellä kaistaleella rakenteen lujuutena pidetään suurinta leikkausvoiman arvoa, minkä kaistale voi vastaanottaa. Lujuuden suuruuteen vaikuttavat halkeamissa vaikuttavien puristusvoimien toiminta ja kaistaleen poikki kulkevan poikittaisraudoituksen vaikutus. Betonin lujuus kaistaleessa määritellään betonin puristuslujuuden ja kaistaleessa vaikuttavan monimutkaisen rasitusvaikutuksen kautta. /8; 14./

Laskenta leikkausvoimalle vinoissa halkeamassa perustuu oletukseen, että ulkoiset ja sisäiset leikkausvoimat ovat tasapainossa vinohalkeaman pituussuuntaisen projektion c välisellä matkalla (kuva 12). Sisäisiin leikkausvoimiin kuuluvat vinoissa halkeamassa betoniin kohdistuvat leikkausvoimat ja halkeaman poikki kulkevaan poikittaisraudoitukseen kohdistuva leikkausvoima. Betonin ja poikittaisraudoituksen kestävyys määritetään halkeamassa vetolujuuksien perusteella. /8; 14./

Momenttimitoitus vinoissa halkeamassa noudattaa samoja periaatteita kuin leikkausvoimamitoitus vinoissa halkeamassa. Sisäisiin momentteihin kuuluvat rakenneosan pituusakseliin nähden pituussuuntaisiin teräksiin kohdistuva taivutusmomentti sekä halkeaman poikki kulkevaan poikittaisraudoitukseen kohdistuva taivutusmomentti. Raudoitusten kestävyys määritellään vinoissa halkeamassa momenttimitoituksessa vetolujuuksien perusteella.

5.4.1 Leikkausvoimamitoitus vinoissa halkeamissa

Taivutetun teräsbetonirakenteen leikkausvoimamitoitus vinojen halkeamien välisellä kaistalla tehdään yksinkertaisesti epäyhtälön (53) perusteella. Epäyhtälössä (53) esiintyvä ulkoisista kuormista aiheutuva leikkausvoima Q vaikuttaa rakenteen pituusakseliin nähden kohtisuoraan, ja sen sijainti on vinohalkeaman ja rakenteen painopisteakselin leikkauskohdassa. Epäyhtälön (53) asettaman ehdon toteutuessa leikkausvoimakestävyys on riittävä tällä alueella. /8; 14./

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (53)$$

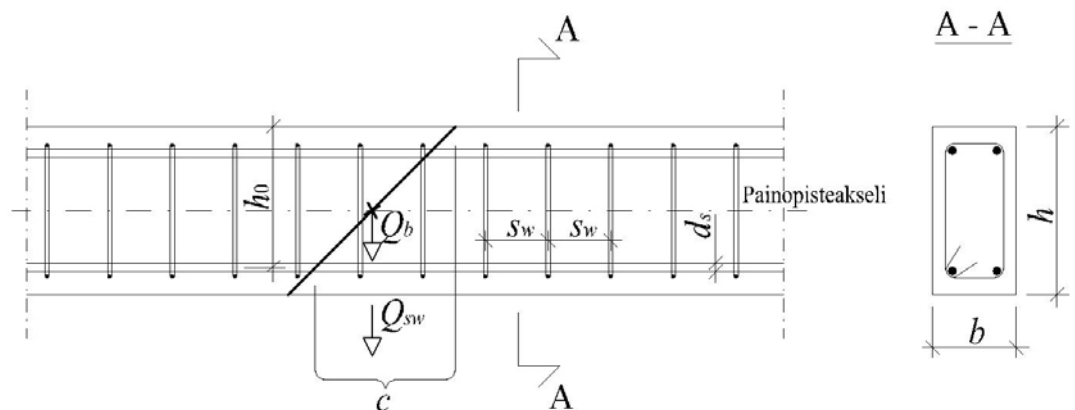
jossa

φ_{b1} – kerroin, jonka suuruus on 0,3

R_b – betonin laskentapuristuslujuus (taulukko 7)

b – poikkileikkauksen leveys

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 12) /7; 8./



Kuva 12 Rakenteessa oleva vinohalkeama ja laskennassa käytettäviä mittoja

Leikkausvoimamitoitus vinossa halkeamassa voidaan suorittaa kahdella eri tavalla. Ensimmäisen tavan mukaan laskiessa, mitoitus aloitetaan määrittämällä vinossa poikkileikkauksessa olevan poikittaisraudoituksen kapasiteetti q_{sw} pituusyksikköä kohti yhtälön (54) mukaisesti.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} \quad (54)$$

jossa

R_{sw} – poikittaisraudoituksen laskentavetolujuus (taulukko 11)

A_{sw} – leikkausraudoituksen leikkeiden yhteenlaskettu poikkileikkauspinta-ala

s_w – poikittaisraudoituksen jakoväli (kuva 12) /7; 8./

Poikittaisraudoituksen kapasiteetin q_{sw} ollessa tiedossa voidaan määrittää poikittaisen raudoituksen vastaanottama leikkausvoima Q_{sw} yhtälön (55) perusteella. /8/

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c \quad (55)$$

jossa

φ_{sw} – kerroin, jonka suuruus on 0,75

q_{sw} – poikkisraudoituksen kapasiteetti pituusyksikköä kohti

c – vinohalkeaman pituussuuntainen projektio ($c \leq 2,0h_0$) /7; 14./

Betoni ottaa luonnollisesti vastaan leikkausvoimaa poikkisraudoituksen ohella. Betonin vastaanottama leikkausvoima Q_b määritellään yhtälön (56) avulla. Yhtälön (56) käytössä on huomioitava että raja-arvot $0,5R_{bt}bh_0 \leq Q_b \leq 2,5R_{bt}bh_0$ toteutuvat.

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} \quad (56)$$

jossa

φ_{b2} – kerroin, jonka suuruus on 1,5

R_{bt} – betonin laskentavetolujuus (taulukko 7)

b – poikkileikkauksen leveys

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 12)

c – vinohalkeaman pituussuuntainen projektio (kuva 12) /7; 8./

Lopulta taivutetun rakenteen kestävyys vinossa halkeamassa voidaan tarkistaa epäyhtälön (57) kautta. Epäyhtälön (57) ehdon toteutuessa rakenteen kestävyys vinohalkeamassa leikkausvoimaa vastaan on riittävä. /8; 14./

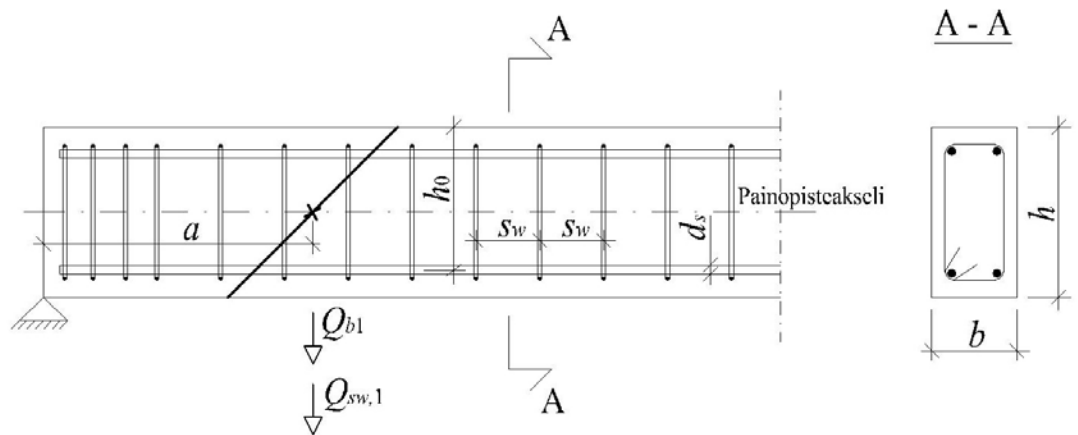
$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad (57)$$

jossa

Q – ulkoisten kuormien aiheuttama leikkausvoima vinon halkeaman projektiolla c

Q_b – betonin vastaanottama leikkausvoima (yhtälö 56)

Q_{sw} – poikkisraudoituksen vastaanottama leikkausvoima (yhtälö 55) /7; 14./



Kuva 13 Rakenteessa oleva halkeama ja laskennassa käytettäviä mittoja

Leikkausvoimamitoitus voidaan tehdä myös huomioimatta halkeaman vinoutta, vaikka halkeama on todellisuudessa vino (kuva 13). Aluksi määritetään betonin osuus rakenteen leikkauskestävyydestä Q_{b1} normaalissa poikkileikkauksessa yhtälön (58) avulla. /14/

Tarkasteltavan vinohalkeaman ja rakenteen painopiste akselin leikkauspisteen etäisyyden tuelta ollessa korkeintaan $\leq 2,5h_0$, yhtälöstä (58) saatu leikkauskestävyyden Q_{b1} arvo kerrotaan luvulla $2,5/(a/h_0)$. Kertoimessa esiintyvä termi a on kuvan 13 mukaisen leikkauspisteen etäisyys tuelta. Yhtälön (58) kertomisesta huolimatta betonin leikkauskestävyyden Q_{b1} arvo saa kuitenkin olla korkeintaan $\leq 2,5R_{bt}bh_0$. /8/

$$Q_{b1} = 0,5R_{bt}bh_0 \quad (58)$$

jossa

R_{bt} – betonin laskentavetolujuus (taulukko 7)

b – poikkileikkauksen leveys

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 13) /7; 8./

Poikittaisraudoituksen leikkauskestävyys $Q_{sw,1}$ normaalissa poikkileikkauksessa voidaan laskea yhtälön (59) kautta. Poikittaisraudoituksen leikkauskestävyyden $Q_{sw,1}$ arvo kerrotaan suhdeluvulla a/h_0 , kun leikkausvoimatarkasteltavan pystyhalkeaman ja painopiste akselin välisen leikkauspisteen etäisyys a tuelta on pienempi kuin rakenteen tehollisen korkeuden h_0 lukuarvo (kuva 13). /8; 14./

$$Q_{sw,1} = q_{sw}h_0 \quad (59)$$

jossa

q_{sw} – poikittaisraudoituksen kapasiteetti pituusyksikköä kohti (yhtälö 54)

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 13) /7; 8./

Rakenteen leikkausvoimakestävyys voidaan lopuksi todeta epäyhtälön (60) avulla. Ehdon toteutuessa rakenteen leikkausvoimakestävyys on riittävä.

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1} \quad (60)$$

jossa

Q_1 – rakenteeseen kohdistuva leikkausvoima normaalissa poikkileikkauksessa

Q_{b1} – betonin leikkauskestävyys (yhtälö 58)

$Q_{sw,1}$ – poikittaisraudoituksen leikkauskestävyys (yhtälö 59) /7; 8./

5.4.2 Poikittaisraudoituksen huomioimisen edellytykset

Edellisessä kappaleessa 5.4.1 esitettyjen laskentayhtälöiden käytössä on lisäksi otettava huomioon poikittaisraudoituksen huomioimisen mahdollisuus. Poikittaisraudoituksen osuus voidaan ottaa huomioon, mikäli epäyhtälön (61) ehto toteutuu. Poikittaisraudoituksen suhteellisen jakovälin s_w/h_0 on lisäksi oltava korkeintaan yhtälön (62) mukainen. /8; 14./

$$q_{sw} \geq 0,25R_{bt}b \quad (61)$$

jossa

q_{sw} – poikittaisraudoituksen kapasiteetti pituusyksikköä kohti (yhtälö 54)

R_{bt} – betonin laskentavetolujuus (taulukko 7)

b – poikkileikkauksen leveys /7; 8./

$$\frac{s_{w,max}}{h_0} = \frac{R_{bt}bh_0}{Q} \quad (62)$$

jossa

$s_{w,max}$ – poikittaisraudoituksen suurin sallittu jakoväli

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 12)

R_{bt} – betonin laskentavetolujuus (taulukko 7)

Q – ulkoisten kuormien aiheuttama leikkausvoima vinon halkeaman projektiolla c

b – poikkileikkauksen leveys /7; 8./

Poikkeuksellisesti poikittaisraudoitus voidaan ottaa huomioon vinossa halkeamassa, vaikka epäyhtälön (61) ehto ei toteutuisi. Tällöin epäyhtälössä (57) on käytettävä yhtälön (63) mukaista betonin vastaanottaman leikkausvoiman eli leikkausvoimakestävyyden Q_b arvoa. Muussa tapauksessa poikittaisraudoitusta ei voida huomioida ja epäyhtälöissä (57) ja (60) käytettävät poikittaisraudoituksen leikkauskestävyyden arvot Q_{sw} ja $Q_{sw,1}$ jäävät pois. /8; 14./

$$Q_b = 4\phi_{b2} h_0^2 \frac{q_{sw}}{c} \quad (63)$$

jossa

ϕ_{b2} – kerroin, jonka suuruus on 1,5

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 12)

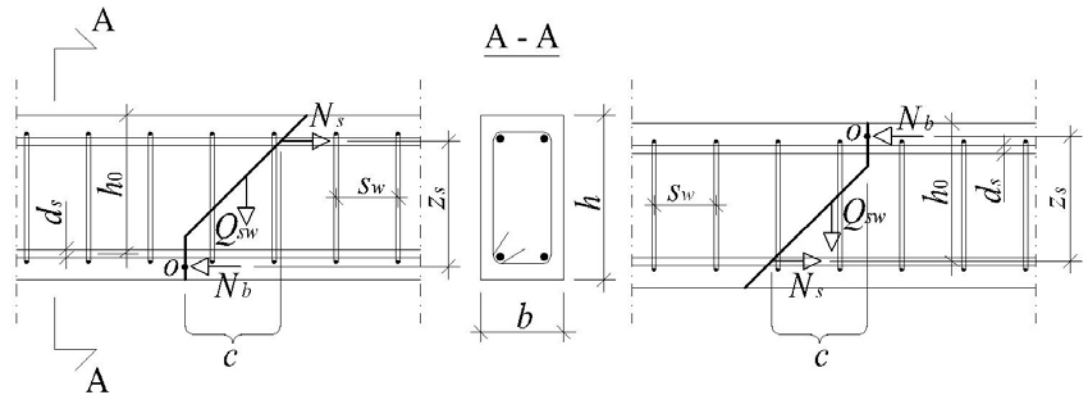
q_{sw} – poikittaisraudoituksen kapasiteetti pituusyksikköä kohti (yhtälö 54)

c – vinohalkeaman pituussuuntainen projektio (kuva 12) /7; 8./

5.4.3 Momenttien vaikutus vinossa halkeamassa

Leikkausvoiman ohella on tarkasteltava taivutusmomentin vaikutus vinossa halkeamassa. Momenttikestävyys jakaantuu kahteen osaan projektion c matkalla. Pituussuuntainen rakenteen pääraudoitus ottaa vastaan pisteen O ympäri vaikuttavan

momentin M_s ja poikittaisraudoitus ottaa vastaan pisteen O ympäri vaikuttavan momentin M_{sw} (kuva 14). /8/



Kuva 14 Momenttimitoituseriaate vinohalkeamassa

Laskenta on suositeltavaa aloittaa pääraudoituksen vastaanottaman taivutusmomentin M_s määrittämisestä. Tämä voidaan tehdä yhtälön (64) perusteella. Yhtälössä (64) esiintyvä pituussuuntaiseen raudoitukseen kohdistuva vetorasitus N_s määritetään ankkurointialueella kappaleessa 5.1.1 esitetyn yhtälön (21) avulla, muussa tapauksessa $N_s = R_s A_s$. /8; 14./

$$M_s = N_s z_s \quad (64)$$

jossa

N_s – pituussuuntaisen raudoituksen vastaanottama vetovoima ($N_s = R_s A_s$)

z_s – sisäinen momenttivarsi ($z_s = 0,9h_0$; kuva 14) /7; 8./

Momenttikestävyyden M_{sw} laskemiseen tarvittava poikittaisraudoituksen vastaanottama leikkausvoima Q_{sw} määritetään yhtälön (65) perusteella. Poikittaisraudoituksen vastaanottaman momentin M_{sw} suuruus voidaan laskea vastaavasti yhtälön (66) mukaisesti. /8; 14./

$$Q_{sw} = q_{sw} c \quad (65)$$

jossa

q_{sw} – poikittaisraudoituksen kapasiteetti pituusyksikköä kohti (yhtälö 54)

c – vinohalkeaman pituussuuntainen projektio ($1,0h_0 \leq c \leq 2,0h_0$; kuva 14) /7; 8./

$$M_{sw} = 0,5Q_{sw}c \quad (66)$$

jossa

Q_{sw} – poikittaisraudoituksen vastaanottama leikkausvoima (yhtälö 65)

c – vinohalkeaman pituussuuntainen projektio ($1,0h_0 \leq c \leq 2,0h_0$; kuva 14) /7; 8./

Poikittaisraudoituksen vastaanottaman taivutusmomentin M_{sw} arvo voidaan laskea myös yhtälön (67) mukaisesti. Vaikka vinohalkeaman pituussuuntaiseksi projektioksi c valitaan arvo $2,0h_0$. /8; 14./

$$M_{sw} = 0,5q_{sw}h_0^2 \quad (67)$$

jossa

q_{sw} – poikittaisraudoituksen kapasiteetti pituusyksikköä kohti (yhtälö 54)

h_0 – poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kuva 14) /7; 8./

Poikittaisraudoituksen puuttuessa momenttikestävyyttä M_{sw} ei luonnollisesti huomioida. Tällöin vinohalkeaman pituussuuntaiseksi projektioksi c valitaan arvo $2,0h_0$. Momenttikestävyys vinohalkeamassa todetaan lopulta epäyhtälön (68) perusteella. /8; 14./

$$M \leq M_s + M_{sw} \quad (68)$$

jossa

M – ulkoisista kuormista aiheutuva momenttirasitus, projektion c matkalla

M_s – pituussuuntaisen raudoituksen vastaanottama momentti (yhtälö 64)

M_{sw} – poikittaisen raudoituksen vastaanottama momentti (yhtälö 66 tai 67) /7; 8./

6 MITOITUSESIMERKIT

6.1 Vähimmäisraudoitus

Laskentaesimerkki 1

Määritetään pituussuuntainen vähimmäisraudoitus aukottomalle seinälle, jonka paksuus on $h = 0,25$ m ja korkeus on $l = 3,5$ m. Nivelisesti päistään tuettua seinää rasittaa epäkeskeinen puristus. Suojabetonin paksuus $t = 30$ mm.

Laskentajärjestys:

1. Nurjahduspituuden l_0 määrittäminen.

- seinä on päistään kiinnitetty nivelisesti, jolloin kerroin $k_l = 1,0$. Seinän korkeus vastaa tällöin nurjahduspituutta eli $l = l_0$.

2. Rakenteen hoikkuuden l_0/h määrittäminen.

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3,5}{0,25} = 14$$

3. Raudoituskertoimen μ_s määrittäminen.

- liitteen 3 taulukossa on laskettuna raudoituskertoimen arvoja. Saatua hoikkuuden lukuarvoa ei kuitenkaan löydy taulukosta, joten on turvauduttava lineaariseen interpolointiin.

$$\mu_s = 0,16 + \frac{0,175 - 0,16}{15 - 13} = 0,1675$$

4. Seinän tehollisen paksuuden h_0 selvitys, kun käytetään teräskokoa D10 (TW10).

$$h_0 = h - t - r_s = (250 - 30 - 5) \text{ mm} = 215 \text{ mm}$$

5. Vähimmäisteräsmäärän A_s laskenta.

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh_0} 100\% \rightarrow A_s = \frac{\mu_s b h_0}{100\%} \quad (2)$$

$$A_s = \left(\frac{0,1675 \times 1000 \times 215}{100\%} \right) \text{mm}^2/\text{m} \approx 361 \text{mm}^2/\text{m}$$

6. Raudoituksen valinta.

- valitaan raudoitukseksi D10III200 (TW10k200), jolloin teräsmääräksi saadaan $392 \text{mm}^2/\text{m}$ ($> 361 \text{mm}^2/\text{m}$), rauditus sijoitetaan myös seinän toiseen pintaan.

Laskentaesimerkki 2

Määritetään pituussuuntainen vähimmäisraudoitus betonipilarille, jonka poikkeileikkauksen korkeus on $h = 400 \text{mm}$ ja leveys on $b = 300 \text{mm}$. Pilaria rasittaa epäkeskeinen puristusrasitus. Pilarin pituus ja nurjahduspituus $l = l_0 = 3600 \text{mm}$. Suojabetonin paksuus $t = 40 \text{mm}$:ä.

Laskentajärjestys:

1. Rakenteen hoikkuuden l_0/h määrittäminen.

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3,6}{0,4} = 9$$

2. Raudoituskertoimen μ_s määrittäminen.

- liitteen 3 taulukossa on laskettuna raudoituskertoimen arvoja. Hoikkuuden arvo löytyy suoraan taulukosta ja raudoituskertoimen $\mu_s = 0,13$

3. Pilarin tehollisen paksuuden h_0 selvitys, kun käytetään teräskokoa D10 (TW10).

$$h_0 = h - t - r_s = (400 - 40 - 5) \text{mm} = 355 \text{mm}$$

4. Vähimmäisteräsmäärän A_s laskenta.

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh_0} 100\% \rightarrow A_s = \frac{\mu_s b h_0}{100\%} \quad (2)$$

$$A_s = \frac{0,13 \times 300 \times 355}{100\%} \text{ mm}^2 \approx 139 \text{ mm}^2$$

5. Raudoituksen valinta.

- valitaan raudoitukseksi 2D10 (2TW10), jolloin teräsmääräksi saadaan 157 mm^2 ($> 139 \text{ mm}^2$), vastaava raudoitus sijoitetaan myös pilarin toiseen reunaan.

6.2 Raudoituksen ankkurointi

Laskentaesimerkki 3

Määritetään ankkurointipituus luokan A400 harjateräkselle, betonin luokituksen ollessa B40. Terästangon halkaisijaksi valitaan 16 mm.

Tarvittavia lähtöarvoja ovat:

- teräksen laskentalujuus $R_s = 355 \text{ MPa}$ (taulukko 11)
- betonin laskentavetolujuus $R_{bt} = 1,4 \text{ MPa}$ (taulukko 7)

Laskentajärjestys:

1. Laskennallisen tartuntalujuuden R_{bond} laskenta (yhtälö 15). Kerroin $\eta_1 = 2,5$, sillä kyseessä on kuumavalssattu harjateräs ja kerroin $\eta_2 = 1,0$ raudoituksen halkaisijasta johtuen.

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} \quad (15)$$

$$R_{bond} = 2,5 \times 1,0 \times 1,4 \text{ MPa} = 3,5 \text{ MPa}$$

2. Raudoitustangon poikkileikkauksen pinta-ala A_s sekä tangon piirin pituus u_s lasketaan perusgeometrian kaavoilla.

$$A_s = \pi r_s^2 = \pi \times (8 \text{ mm})^2 \approx 201,06 \text{ mm}^2$$

$$u_s = 2\pi r_s = 2 \times \pi \times 8 \text{ mm} \approx 50,26 \text{ mm}$$

3. Ankkuroinnin peruspituus $l_{0,an}$ lasketaan yhtälön (16) mukaan.

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} \quad (16)$$

$$l_{0,an} = \left(\frac{355 \times 201,06^2}{3,5 \times 50,26} \right) \text{ mm} \approx 405,75 \text{ mm}$$

4. Määritetään laskennallinen ankkurointipituus l_{an} yhtälön (17) avulla. Harjateräs on vetorasitettu, joten kerroin on $\alpha = 1,0$. Laskelmissa vaaditun raudoitusmäärän $A_{s,cal}$ sekä todellisuudessa saavutetun raudoitusmäärän $A_{s,ef}$ suhteen oletetaan olevan 1, jolloin ankkuroinnin laskentapituus l_{an} vastaa ankkuroinnin peruspituutta $l_{0,an}$.

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (17)$$

$$l_{an} = 1,0 \times 405,75 \text{ mm} \times 1 \approx 410 \text{ mm}$$

Laskentaesimerkki 4

Edellisessä esimerkissä 3 laskettu ankkuroinnin laskentapituus voidaan myös määrittää yksinkertaisemmin kappaleessa 5.1.1 johdetun yhtälön (20) mukaisesti.

$$l_{an} = \alpha \frac{R_s r_s}{2 \eta_1 \eta_2 R_{bt}} \quad (20)$$

$$l_{an} = 1,0 \times \left(\frac{355 \times 8}{2 \times 2,5 \times 1,0 \times 1,4} \right) \text{ mm} = 405,714 \dots \text{ mm} \approx 410 \text{ mm}$$

6.3 Raudoituksen jatkospituus

Laskentaesimerkki 5

Lasketaan tarvittava jatkospituuden l_l arvo, kun käytetään A500-luokan terästä. Teräksen nimellishalkaisija on $d_s = 36 \text{ mm}$ ja betonin luokka B30.

Tarvittavia lähtöarvoja ovat:

- teräksen laskentalujuus $R_s = 435 \text{ MPa}$ (taulukko 11)
- betonin laskentavetolujuus $R_{bt} = 1,15 \text{ MPa}$ (taulukko 7)

Laskentajärjestys:

1. Laskennallisen tartuntalujuuden R_{bond} laskenta. Kerroin $\eta_1 = 2,5$, sillä kyseessä on kuumavalssattu harjateräs ja kerroin $\eta_2 = 0,9$ sillä raudoituksen nimellishalkaisija on 36 mm .

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} \quad (15)$$

$$R_{bond} = 2,5 \times 0,9 \times 1,15 \text{ MPa} = 2,5875 \text{ MPa}$$

2. Raudoitustangon poikkileikkauksen pinta-ala A_s sekä tangon piirin pituus u_s lasketaan perusgeometrian kaavoilla.

$$A_s = \pi r_s^2 = \pi \times (18 \text{ mm})^2 \approx 1017,87 \text{ mm}^2$$

$$u_s = 2\pi r_s = 2 \times \pi \times 18 \text{ mm} \approx 113,09 \text{ mm}$$

3. Ankkuroinnin peruspituus $l_{0,an}$ voidaan laskea edellä määritettyjen lukuarvojen perusteella.

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} \quad (16)$$

$$l_{0,an} = \left(\frac{435 \times 1017,87^2}{2,588 \times 113,09} \right) \text{mm} \approx 1512,8 \text{ mm}$$

4. Viimeisenä määritetään laskennallinen jatkospituus l_l . Kerroin on $\alpha = 1,2$, sillä jatkettava harjateräs on vetorasitettu. Laskelmissa vaaditun raudoituksen poikkipinta-alan $A_{s,cal}$ sekä todellisuudessa saavutetun raudoitusmäärän poikkipinta-alan $A_{s,ef}$ suhteen oletetaan olevan 1, jolloin ankkuroinnin laskentapituus l_{an} vastaa ankkuroinnin peruspituutta $l_{0,an}$.

$$l_l = \alpha l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (22)$$

$$l_l = 1,2 \times 1512,8 \text{ mm} \times 1 = 1815,36 \text{ mm} \approx 1820 \text{ mm}$$

Laskentaesimerkki 6

Edellisessä esimerkissä 5 laskettu raudoituksen jatkospituus voidaan myös määrittää yksinkertaisemmin kappaleessa 5.2.1 johdetun yhtälön (23) mukaan.

$$l_l = \alpha \frac{R_s r_s}{2 \eta_1 \eta_2 R_{bt}} \quad (23)$$

$$l_l = 1,2 \times \left(\frac{435 \times 18}{2 \times 2,5 \times 0,9 \times 1,15} \right) \text{mm} = 1815,652... \text{ mm} \approx 1820 \text{ mm}$$

6.4 Halkeamien huomioimisen tarpeellisuus

Laskentaesimerkki 7

Määritetään halkeamien huomioimisen tarpeellisuus taivutusmomentin kautta, palkkirakenteen vetorasitetussa alapinnassa. Palkin korkeus on $h = 500$ mm ja leveys on $b = 250$ mm. Raudoituksena käytetään 4D16 (4TW16) palkin alapinnassa. Suojabetonin paksuus on $t = 25$ mm ja betonin luokka on B35. Rakennetta rasittaa ulkoisista kuormista aiheutuva momentti $M = 30$ kNm sekä vetorasitusta aiheuttava aksiaalivoima $N = 100$ kN.

Laskentajärjestys:

1. Rakenneosan poikkileikkauspinta-alan A_{red} määrittäminen, kun vetorausoitusta huomioidaan. Puristusraudoitusta rakenteessa ei ole, joten sitä ei voida huomioida. ($E_s = 2,0 \cdot 10^5$ MPa; $E_b = 34,5 \cdot 10^3$ MPa, (taulukko 12))

$$A_{red} = A + A_s \alpha = A + A_s \frac{E_s}{E_b} \quad (26)$$

$$A_{red} = \left((500 \times 250 - 4 \times \pi \times 8^2) + \left(4 \times \pi \times 8^2 \times \frac{2,0 \cdot 10^5}{34,5 \cdot 10^3} \right) \right) \text{mm}^2 \approx$$
$$\approx 128858 \text{ mm}^2$$

2. Määritetään poikkileikkauksen staattinen momentti $S_{t,red}$ betonin vetorasitetun reunan suhteen. Huomioidaan myös terästen osuus.

$$S_{t,red} = \left(\frac{h}{2} \times h \times b \right) + \left((25 + r) \times 4\pi r^2 \right)$$

$$S_{t,red} = \left(\left(\frac{500}{2} \times 500 \times 250 \right) + \left((25 + 8) \times 4\pi 8^2 \right) \right) \text{mm}^3 \approx 31276540 \text{ mm}^3$$

3. Betonin vedetyn reunan ja poikkileikkauksen painopisteen välisen etäisyyden y_t laskeminen yhtälön (28) mukaan.

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} \quad (28)$$

$$y_t = \left(\frac{31276540}{128858} \right) \text{mm} = 242,7209 \dots \text{mm} \approx 243 \text{ mm}$$

4. Poikkileikkauksen kokonaishitausmomentin I_{red} selvittäminen yhtälön (29) avulla, kun vektoroidituksen osuus huomioidaan.

$$I_{red} = I + I_s \alpha = I + I_s \frac{E_s}{E_b} \quad (29)$$

$$\begin{aligned} I_{red} &= \left(\left(\frac{250 \times 500^3}{12} - 4 \times \frac{\pi \times 16^4}{64} \right) + \left(4 \times \frac{\pi \times 16^4}{64} \times \frac{2,0 \cdot 10^5}{34,5 \cdot 10^3} \right) \right) = \\ &= 2604228396 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

5. Taivutusvastuksen W laskeminen yhtälön (34) mukaisesti, kun raudoituksen vaikutus on huomioitu.

$$W = \frac{I_{red}}{y_t} \quad (34)$$

$$W = \left(\frac{2604228396}{243} \right) \text{mm}^3 \approx 10716989 \text{ mm}^3$$

6. Määritetään etäisyys e_x vektorasituksen N painopisteestä vektorasitetulle alueelle, kun vektorasituksen oletetaan vaikuttavan poikkileikkauksen painopisteessä.

$$e_x = \frac{W}{A_{red}} \quad (35)$$

$$e_x = \left(\frac{10716989}{128858} \right) \text{mm} \approx 83 \text{ mm}$$

7. Halkeamien muodostumismomentti M_{crc} , voidaan määrittää yhtälön (36) avulla. Normaalivoiman N edellä käytetään negatiivista etumerkkiä, sillä aksiaalirasitus on vetoa. ($R_{bt,ser} = 1,95 \text{ MPa}$, (taulukko 5))

$$M_{crc} = R_{bt,ser}W - Ne_x \quad (36)$$

$$M_{crc} = 1,95 \times 10716989 - 100000 \times 83 \approx 12600000 \text{ Nmm} \approx 12,6 \text{ kNm}$$

8. Epäyhtälön (24) $M > M_{crc}$ tarkistaminen.

$$30 \text{ kNm} > 12,6 \text{ kNm}$$

Ehdon toteutuminen tarkoittaa, että rakenteeseen syntyy halkeamia ja halkeamaleveys on määritettävä.

Laskentaesimerkki 8

Määritetään halkeamien huomioimisen tarpeellisuus normaalivoiman kautta. Kyseessä on neliöpilari, jonka sivumitat ovat $h = b = 400 \text{ mm}$. Raudoituksena käytetään 4D20 (4TW20) pilarin nurkissa. Betonin luokka on B40. Ulkoisista kuormista aiheutuva vetävä keskeinen normaalivoima on $N = 250 \text{ kN}$.

Laskentajärjestys:

1. Rakenneosan poikkileikkauspinta-alan A_{red} määrittäminen, kun vetoraudoitus huomioidaan. Puristusraudoitusta rakenteessa ei ole, joten sitä ei voida huomioida. ($E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ MPa}$; $E_b = 36,0 \cdot 10^3 \text{ MPa}$, (taulukko 12))

$$A_{red} = A + A_s \alpha = A + A_s \frac{E_s}{E_b} \quad (26)$$

$$A_{red} = \left((400 \times 400 - 4 \times \pi \times 10^2) + \left(4 \times \pi \times 10^2 \times \frac{2,0 \cdot 10^5}{36,0 \cdot 10^3} \right) \right) \text{mm}^2 \approx \\ \approx 165724 \text{ mm}^2$$

2. Halkeamien muodostumisvoiman N_{crc} laskeminen yhtälön (27) mukaan.
($R_{bt,ser} = 2,1 \text{ MPa}$, (taulukko 5))

$$N_{crc} = A_{red} R_{bt,ser} = (165724 \times 2,1) \text{N} \approx 348000 \text{ N} \approx 348 \text{ kN}$$

3. Epäyhtälön (25) $N > N_{crc}$ tarkistaminen.

$$250 \text{ kN} > 348 \text{ kN}$$

Ehto ei toteudu, joten normaalivoima ei aiheuta rakenteeseen halkeamia.

6.5 Halkeamien leveys

Laskentaesimerkki 9

Lasketaan rakenteeseen syntyvä halkeamaleveys pitkäaikaisessa kuormituksessa. Halkeamien koon rajoittamisella pyritään varmistamaan raudoituksen suojaaminen. Kyseessä on taivutusrasitettu palkkirakenne, jonka korkeus on $h = 400 \text{ mm}$ ja leveys on $b = 200 \text{ mm}$. Raudoituksena käytetään 2D20 (2TW20) palkin alapinnassa. Raudoitus on luokkaa A400. Suojabetonin paksuus on $t = 30 \text{ mm}$:ä. Rakennetta rasittaa ulkoisista kuormista aiheutuva taivutusmomentti on $M = 50 \text{ kNm}$.

Laskentajärjestys:

1. Halkeamien välisen etäisyyden l_s määrittäminen. Vetorasitetun betonin poikkileikkauksen pinta-alana A_{bt} voidaan pitää rakenteen neutraaliakselin alapuolista osaa.

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s \quad (40)$$

$$l_s = 0,5 \times \left(\frac{200 \times 200}{2 \times \pi \times 10^2} \times 20 \right) \text{ mm} \approx 637 \text{ mm}$$

2. Tarkistetaan ehto $10d_s$ ja $100 \text{ mm} \leq l_s \leq 40d_s$ ja 400 mm .

- laskennallinen halkeamien etäisyys $l_s \geq 400 \text{ mm}$, joten halkeamien väliseksi etäisyydeksi on valittava $l_s = 400 \text{ mm}$.

3. Rakenteen tehollisen korkeuden h_0 selvittäminen (kuva 8).

$$h_0 = h - a = h - (t + r_s) = (400 - (30 + 10)) \text{ mm} = 360 \text{ mm}$$

4. Määritetään etäisyys z_s vedetyn raudituksen painopisteestä puristetun betoni-poikkileikkauksen painopisteeseen yhtälön (44) avulla. Rakenteessa ei ole puristus-raudoitusta, joten yhtälöä (45) ei voida soveltaa.

$$z = h_0 - \frac{x}{3} \quad (44)$$

$$z \approx \left(360 - \frac{200}{3} \right) \text{ mm} \approx 293 \text{ mm}$$

5. Ulkoisen kuorman aiheuttaman jännityksen σ_s laskenta yhtälön (46) mukaan (laskenta voidaan suorittaa myös yhtälön (43) perusteella).

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s A_s} \quad (46)$$

$$\sigma_s = \left(\frac{0,050}{0,293 \times (2 \times \pi \times 0,01^2)} \right) \text{ MN/m}^2 \approx 271,6 \text{ MN/m}^2 \text{ (MPa)}$$

6. Halkeamaleveyden a_{crc} määrittäminen, olettaen kertoimeksi $\psi_s = 1,0$.

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s \quad (52)$$

$$a_{crc} = 1,4 \times 0,5 \times 1,0 \times 1,0 \times \left(\frac{271,6}{2,0 \cdot 10^5} \right) \times 400 \approx 0,38 \text{ mm}$$

7. Mitoitusehdon $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$ tarkistaminen kohdan 5.3.2 perusteella.

$$0,38 \text{ mm} > 0,3 \text{ mm}$$

Mitoitusehto ei täyty, joten halkeamat ovat liian suuria. Rakenteen vedetyn puolen raudoitusta on tämän vuoksi lisättävä tai rakennetta on vahvistettava muilla tavoin.

Laskentaesimerkki 10

Lasketaan pilariin syntyvä halkeamaleveys pitkäaikaisessa kuormituksessa. Poikkileikkausmitat ovat $h = 600 \text{ mm}$ ja $b = 400 \text{ mm}$. Raudoituksena käytetään pilarin nurkissa $\text{D}25$ (TW25), joiden luokka on A500. Suojabetonin paksuus on $t = 30 \text{ mm}$ ja betonin luokka on B25. Ulkoisista kuormista johtuva momentti on $M = 20 \text{ kNm}$ ja epäkeskeinen puristusrasitus on $N = 20 \text{ kN}$. Rasitus sijaitsee 50 mm rakenteen painopisteestä korkeuden h suuntaan siten, että momentin ja normaalivoiman aiheuttamat puristusrasitukset vaikuttavat samalla puolella pilaria. Oletetaan betonin puristuspuolen leveydeksi $x = 420 \text{ mm}$ ilman tarkempaa selvitystä.

Laskentajärjestys:

1. Halkeamien välisen etäisyyden l_s määrittäminen.

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s \quad (40)$$

$$l_s = 0,5 \times \left(\frac{400 \times (600 - 420)}{2 \times \pi \times 12,5^2} \right) \times 25 \text{ mm} \approx 917 \text{ mm}$$

2. Tarkistetaan ehto $10d_s$ ja $100 \text{ mm} \leq l_s \leq 40d_s$ ja 400 mm .

- laskennallinen halkeamien etäisyys $l_s \geq 400 \text{ mm}$, joten halkeamien väliseksi etäisyydeksi on valittava $l_s = 400 \text{ mm}$.

3. Rakenteen tehollisen korkeuden h_0 selvittäminen (kuva 8).

$$h_0 = h - a = h - (t + r_s) = (600 - (30 + 12,5)) \text{ mm} = 557,5 \text{ mm}$$

4. Määritetään poikkileikkauksen kokonaispinta-ala yhtälön (26) perusteella.

$$A_{red} = A + A_s \alpha + A'_s \alpha \quad (26)$$

$$A_{red} = (600 \times 400 - 4(\pi \times 12,5^2)) + 4(\pi \times 12,5^2) \times \frac{2,0 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^3} \approx \\ \approx 251126 \text{ mm}^2$$

5. Lasketaan poikkileikkauksen kokonaishitausmomentti I_{red} yhtälön (29) mukaan.

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha \quad (29)$$

$$I_{red} = \left(\left(\frac{400 \times 600^3}{12} - 4 \frac{(\pi \times 25^4)}{64} \right) + 4 \left(\frac{\pi \times 25^4}{64} \right) \times \left(\frac{2,0 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^3} \right) \right) \text{ mm}^4 = \\ = 7200434628 \text{ mm}^4$$

6. Lasketaan puristetun betonin kimmokerroin $E_{b,red}$ yhtälön (41) pohjalta.

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} \quad (41)$$

$$E_{b,red} = \frac{18,5}{0,0015} \text{ MPa} \approx 12333 \text{ MPa}$$

7. Määritetään kimmokertoimien suhde yhtälön (42) mukaan.

$$\alpha_{s1} = \alpha_{s2} = \frac{E_s}{E_{b,red}} \quad (42)$$

$$\alpha_{s1} = \alpha_{s2} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{12333} \approx 16,22$$

8. Ulkoisen kuorman aiheuttaman jännityksen σ_s laskenta yhtälön (47) mukaan (laskenta voidaan suorittaa myös yhtälön (49) perusteella).

$$\sigma_s = \left[\frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} \right] \alpha_{s1} \quad (47)$$

$$\sigma_s = \left[\frac{20 \cdot 10^6 \times (557,5 - 300)}{7200434628} + \frac{20000}{251126} \right] \times 16,22 \approx 12,9 \text{ MPa}$$

9. Halkeamaleveyden a_{crc} määrittäminen olettaen, että kerroin $\psi_s = 1,0$.

$$a_{crc} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s \quad (52)$$

$$a_{crc} = 1,4 \times 0,5 \times 1,0 \times 1,0 \times \left(\frac{12,9}{2,0 \cdot 10^5} \right) \times 400 \approx 0,018 \text{ mm}$$

10. Mitoitusehdon $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$ tarkistaminen kohdan 5.3.2 perusteella.

$$0,018 \text{ mm} < 0,2 \text{ mm}$$

Mitoitusehto toteutuu, joten rakenteen halkeamat eivät kehity liian suuriksi.

Lyhytaikaisen kuormitusvaikutuksen aiheuttaman halkeamaleveyden määrittäminen suoritetaan samalla tavalla kuten edellä. Erona edelliseen, laskenta suoritetaan useaan kertaan ja lopuksi tuloksiksi saadut halkeamaleveydet summataan yhteen yhtälön (38) osoittamalla tavalla.

6.6 Leikkausvoimamitoitus

Esimerkki 11

Suoritetaan leikkausvoimamitoitus vinojen halkeamien välisellä kaistalla, puristumurron ehkäisemiseksi. Poikkileikkauksen korkeus on $h = 500$ mm ja leveys on $b = 250$ mm. Palkkirakenteen pituusakseliin nähden kohtisuoran leikkausvoiman suuruus on $Q = 300$ kN. Suojabetonin paksuus $t = 40$ mm ja betonin luokka on B35. Pituussuuntaisena raudoituksena käytetään 2D16 (2TW16) palkin ylä- ja alapinnassa.

Laskentajärjestys:

1. Määritetään poikkileikkauksen tehollinen korkeus h_0 .

$$h_0 = h - t - r_s = (500 - 40 - 8)\text{mm} = 452 \text{ mm}$$

2. Suoritetaan epäyhtälön (53) tarkastaminen.

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (53)$$

$$300 \text{ kN} < 0,3 \times (19,5 \times 250 \times 452)\text{N} = 661050 \text{ N} \approx 661 \text{ kN}$$

Mitoitusehto toteutuu, joten leikkausvoimakestävyys on riittävä vinojen halkeamien välisellä kaistalla.

Esimerkki 12

Suoritetaan leikkausvoimamitoitus vinossa halkeamassa. Palkin poikkileikkauksen korkeus on $h = 400$ mm ja leveys on $b = 150$ mm. Ulkoisista kuormista johtuva leikkausvoima on $Q = 110$ kN. Suojabetonin paksuus on $t = 30$ mm ja betonin luokka on B30. Pituussuuntaisena raudoituksena käytetään 2D12 (2TW12) palkin ylä- ja alapinnassa. Poikittaisraudoituksena käytetään hakateräksiä D8III200 (TW8k200). Rakenneterästen luokka on A400. Tarkastellaan vinohalkeamaa kulmassa 45° , jolloin $h_0 = c$.

Tarvittavia lähtötietoja:

- teräksen laskentalujuus poikittaisraudoituksessa $R_{sw} = 285$ MPa (taulukko 11)
- betonin laskentavetolujuus $R_{bt} = 1,15$ MPa (taulukko 7)

Laskentajärjestys:

1. Poikkileikkauksen tehollisen korkeuden määrittäminen.

$$h_0 = h - t - r_s = (400 - 30 - 6) \text{ mm} = 364 \text{ mm}$$

2. Poikittaisraudoituksen jakovälin on oltava korkeintaan yhtälön (62) mukainen (alustava jakoväli: 200 mm).

$$\frac{s_{w,max}}{h_0} = \frac{R_{bt} b h_0}{Q} \rightarrow s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q} \quad (62)$$

$$s_{w,max} = \left(\frac{1,15 \times 150 \times 364^2}{110000} \right) \approx 207 \text{ mm}$$

$s_{w,max} > s_w \rightarrow 207 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$, joten jakoväli on riittävän tiheä.

3. Lasketaan poikittaisraudoituksen kapasiteetti q_{sw} pituusyksikköä kohden.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} \quad (54)$$

$$q_{sw} = \left(\frac{285 \times 2(\pi \times 4^2)}{200} \right) \text{ N/mm} \approx 143 \text{ N/mm}$$

4. Varmistetaan, että poikittaisraudoitus voidaan huomioida laskennassa.

$$q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b \quad (61)$$

$$143 \text{ N/mm} > 0,25 \times (1,15 \times 150) \text{ N/mm} \approx 43 \text{ N/mm}$$

5. Poikittaisraudoituksen vastaanottaman leikkausvoiman laskeminen.

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c \quad (55)$$

$$Q_{sw} = 0,75 \times (143 \times 364) \text{N} = 39039 \text{ N} = 39,0 \text{ kN}$$

6. Betonin vastaanottaman leikkausvoiman suuruuden määrittäminen.

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} \quad (56)$$

$$Q_b = \left(\frac{1,5 \times 1,15 \times 150 \times 364^2}{364} \right) \text{N} \approx 94185 \text{ N} \approx 94,1 \text{ kN}$$

7. Epäyhtälön (57) mitoitusehdon tarkistus.

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad (57)$$

$$110 \text{ kN} < (94,1 + 39,0) \text{ kN} = 133,1 \text{ kN}$$

Mitoitusehto toteutuu, joten rakenne kestää leikkausvoiman vinossa halkeamassa.

Esimerkki 13

Suoritetaan leikkausvoimamitoitus vinossa halkeamassa huomioimatta halkeaman vinoutta. Käytetään lähtötietoina esimerkin 12 mukaista tilannetta. Rakenteen pituusakseliin leikkausvoima normaalissa poikkileikkauksessa on $Q_1 = 100 \text{ kN}$. Tämän ja edellisen esimerkin (12) ulkoisista kuormista johtuvat leikkausvoimat eivät ole keskenään verrannollisia, joten eri laskentatavoilla saatuja tuloksia ei voi vertailla keskenään.

Tarvittavia lähtötietoja:

- betonin laskentavetolujuus $R_{bt} = 1,15 \text{ MPa}$ (taulukko 7)
- esimerkissä 12 lasketut $h_0 = 364 \text{ mm}$ ja $q_{sw} = 143 \text{ N/mm}$

Laskentajärjestys:

1. Poikittaisraudoituksen jakovälin on oltava korkeintaan yhtälön (62) mukainen.

$$\frac{s_{w,max}}{h_0} = \frac{R_{bt}bh_0}{Q} \rightarrow s_{w,max} = \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q} \quad (62)$$

$$s_{w,max} = \left(\frac{1,15 \times 150 \times 364^2}{100000} \right) \approx 228 \text{ mm}$$

$s_{w,max} > s_w \rightarrow 228 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$, joten jakoväli on riittävän tiheä.

2. Varmistetaan, että poikittaisraudoitus voidaan huomioida laskennassa.

- laskenta on suoritettu esimerkissä 12. Uudelleen laskentaa ei tarvita, sillä rakenteen poikkileikkausdimensiot eivät muutu.

3. Betonipoikkileikkauksen leikkauskestävyyden mitoitus. Halkeaman etäisyyden tuelta oletetaan olevan $\geq 2,5h_0$, joten lisäkertoimia ei käytetä.

$$Q_{b1} = 0,5R_{bt}bh_0 \quad (58)$$

$$Q_{b1} = 0,5 \times (1,15 \times 150 \times 364) \text{ N} = 31395 \text{ N} \approx 31,4 \text{ kN}$$

4. Poikittaisraudoituksen leikkauskestävyyden määrittäminen. Leikkausvoimatarkastelun alaisen halkeaman ja rakenteen painopisteakselin leikkauspisteen etäisyys tuelta a on suurempi kuin h_0 , joten lisäkertoimia ei käytetä.

$$Q_{sw,1} = q_{sw}h_0 \quad (59)$$

$$Q_{sw,1} = (143 \times 364) \text{ N} = 52052 \text{ N} \approx 52,0 \text{ kN}$$

5. Tarkistetaan mitoitusehto epäyhtälön (60) avulla

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1} \quad (60)$$

$$100 \text{ kN} > 31,4 \text{ kN} + 52,0 \text{ kN} = 83,4 \text{ kN}$$

Mitoitusehto ei toteudu, joten rakennetta on vahvistettava.

Esimerkki 14

Mitoitetaan taivutusmomentti vinossa halkeamassa. Palkin poikkileikkauksen korkeus on $h = 500 \text{ mm}$ ja leveys on $b = 200 \text{ mm}$. Ulkoisista kuormista johtuva taivutusmomentti on $M = 50 \text{ kNm}$. Suojabetonin paksuus on $t = 30 \text{ mm}$ ja betonin luokka on B40. Pituussuuntaisena raudoituksena käytetään 2D16 (2TW16) palkin ylä- ja alapinnassa. Poikittaisraudoituksena käytetään hakateräksiä D8III300 (TW8k300). Rakenneterästen luokka on A400. Vinohalkeaman vaakasuuntaiseksi projektioksi valitaan $c = 1,5h_0$.

Tarvittavia lähtötietoja:

- betonin laskentavetolujuus $R_{bt} = 1,15 \text{ MPa}$ (taulukko 7)
- teräksen pitkittäinen vetolujuus $R_s = 355 \text{ MPa}$ (taulukko 11)
- teräksen laskentalujuus poikittaisraudoituksessa $R_{sw} = 285 \text{ MPa}$ (taulukko 11)

Laskentajärjestys:

1. Poikkileikkauksen tehollisen korkeuden määrittäminen.

$$h_0 = h - t - r_s = (500 - 30 - 8) \text{ mm} = 462 \text{ mm}$$

2. Määritetään sisäinen momenttivarsi z_s .

$$z_s = 0,9h_0 = 0,9 \times 462 \text{ mm} = 415,8 \text{ mm}$$

3. Määritetään vinohalkeaman pituussuuntainen projektiio c .

$$c = 1,5h_0 = 1,5 \times 462 \text{ mm} = 693 \text{ mm}$$

4. Pituussuuntaisen raudoituksen vastaanottaman vetovoiman laskenta.

$$N_s = R_s A_s$$

$$N_s = (355 \times 2(\pi \times 8^2)) \text{N} \approx 142754 \text{ N} \approx 142,7 \text{ kN}$$

5. Pääraudoituksen vastaanottaman taivutusmomentin laskeminen.

$$M_s = N_s z_s \quad (64)$$

$$M_s = (142,7 \times 0,4158) \text{kNm} \approx 59,3 \text{ kNm}$$

6. Määritetään poikittaisraudoituksen kapasiteetti q_{sw} pituusyksikköä kohden.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} \quad (54)$$

$$q_{sw} = \left(\frac{285 \times 2(\pi \times 4^2)}{300} \right) \text{N/mm} \approx 95,5 \text{ N/mm}$$

7. Poikittaisraudoituksen vastaanottaman leikkausvoiman suuruuden selvittäminen.

$$Q_{sw} = q_{sw} c \quad (65)$$

$$Q_{sw} = (95,5 \times 693) \text{N} = 66181 \text{ N} \approx 66,1 \text{ kN}$$

8. Poikittaisraudoituksen vastaanottaman taivutusmomentin laskeminen yhtälön (66) mukaisesti. Taivutusmomentti M_{sw} voidaan laskea myös yhtälön (67) kautta, vaikka projektion c suuruudeksi on valittu $2,0h_0$.

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} c \quad (66)$$

$$M_{sw} = 0,5 \times (66,1 \times 0,693) \text{kNm} \approx 22,9 \text{ kNm}$$

9. Tarkistetaan rakenteen taivutusmomenttikestävyys epäyhtälön (68) avulla.

$$M \leq M_s + M_{sw} \quad (68)$$

$$50 \text{ kNm} < (59,3 + 22,9) \text{ kNm} = 82,2 \text{ kNm}$$

Huomataan, että rakenne kestää taivutusmomentin vaikutuksen vinossa halkeamassa. Taivutusmomentin kannalta katsottuna rakenteessa ei tarvitse olla poikittaisraudoitusta, sillä pääraudoitus kestää taivutusrasituksen yksinään.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET

Uusiutuneen venäläisen rakennusnormiston määräykset ja ohjeet lähestyvät tyyli-
tään ja peruseriaatteiltaan eurooppalaista normistoa. Rakenteiden mitoituksessa on
siirrytty selvästi aiempaa normia tiukempiin säännöksiin. Mitoituksen pohjana on
kuitenkin sama perusstatiikka ja –mekaniikka kuin Suomessakin, mutta rakenteiden
mitoitustavat ja käytettävät varmuuskertoimet eroavat toisistaan selvästi.

Uudet materiaalimerkinnot, varsinkin teräsluokitusten osalta, ovat lähes identtisiä
maassamme käytettyjen luokitusten kanssa. Teräksen materiaaliominaisuudet sekä
lujuuksien että muodonmuutosominaisuuksien osalta, ovat lähellä Suomen raken-
tamismääräyskokoelman määräyksiä, kuitenkin varmuuskertoimien suuruuksissa
on eroja. Betonin materiaaliominaisuudet eroavat Suomessa käytetyistä melko pal-
jon. Yleisesti ottaen luokitusten ja kertoimien määrää on pyritty vähentämään uu-
distuneessa normissa niin betonin kuin teräksenkin osalta. Esimerkiksi teräkselle
käytetään enää vain yhtä kimmokertoimen arvoa ja heikommat betoniluokitukset
on poistettu.

Ankkurointi- ja jatkospituudet ovat kasvaneet merkittävästi, esimerkiksi ankkuroin-
tipituudet noin 15–20 %. Syynä tähän on laskentatavan selkeä muuttuminen. Uu-
dessa normissa laskenta perustuu betonin vetolujuuteen, kun vanhassa normissa
laskenta suoritettiin betonin puristuslujuuden kautta. Myös leikkausvoimamitoitus-
ta sekä halkeamamitoitusta on uudistettu selvästi vanhaan normiin nähden. Lasken-
taa on pyritty yksinkertaistamaan vähentämällä erilaisten kertoimien määrää.

Vientisuunnittelussa on aiemmin voitu soveltaa Suomen mitoitusnormia, jos on
voitu todeta sen antavan tiukempia määräyksiä kuin Venäjän normi. Liitteen 1 nor-
mivertailusta voidaan kuitenkin havaita, että mitoitus venäläisen normiston mukai-
sesti antaa rakenteille suuremmat vaatimukset kuin Suomen normi. Tästä syystä ra-
kenteet tulee suunnitella SP 52-101-2003 /7/ antamien uudistuneiden ohjeiden
mukaan.

LÄHDELUETTELO

Painetut lähteet

- 1 Betoninormit RIL 131-2001. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y. Helsinki 2001. 273 s.
- 2 BY 50 Betoninormit 2004. Suomen Betoniyhdistys r.y. Helsinki 2004. 253 s.
- 3 Junttila, Tuulikki, (toim.) Venäjän rakentamisen oppikirja. Osa B: Talonrakennustekniikka. Tampereen teknillinen korkeakoulu 2001. 174 s.
- 4 Suomen rakentamismääräyskokoelma B4 Betonirakenteet. Ympäristöministeriö. Helsinki 2004. 83 s.
- 5 SNiP 2.03.01-84 normikäännös. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL r.y. Helsinki 1987. 218 s.
- 6 СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. ДЕАН. Pietari 2005. 64 s.
- 7 СП 52-101-2003 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. ДЕАН. Pietari 2005.

Painamattomat lähteet

- 8 Avanesyan, Elena, sihteeri. Keskustelut ja käännöstekstit. A-Insinöörit Oy. Kevät 2008.
- 9 Fabrin, Kimmo, rakennesuunnittelija. Keskustelut. A-Insinöörit Oy. Kevät 2008.
- 10 Kivistö, Harri, projektipäällikkö. Keskustelut. A-Insinöörit Oy. Kevät 2008.
- 11 Koreasalo, Raimo, lehtori, Teräsbetonirakenteiden perusteet. Kurssimateriaali. Tampereen ammattikorkeakoulu. Rakennusosasto. Syksy 2005.
- 12 Pavlov, Alexander, rakennesuunnittelija. Keskustelut. A-Insinöörit Oy. Kevät 2008.

- 13 Palo, Jorma, vientipäällikkö, SNiP 52-01-2003 Betoni- ja teräsbe-
tonirakenteet. Venäjä-englanti-tietokonekäännös. A-Insinöörit Oy.
- 14 Palo, Jorma, vientipäällikkö, SP 52-101-2003 Betoni- ja teräsbe-
tonirakenteet ilman esijännitystä. Venäjä-englanti-tietokonekäännös.
A-Insinöörit Oy.
- 15 Suuriniemi, Seppo, tekninen johtaja. Keskustelut. A-Insinöörit Oy.
Kevät 2008.

NORMIEN VÄLINEN LASKENTAVERTAILU

Lasketaan tarvittava ankkurointipituus SP 52-101-2003 ja Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 mukaan, suoralle vetorasitetulle terästangolle. Teräksen luokka on A500 (A500HW) ja betonin luokka on B35 (K35-2). Terästangon nimellishalkaisija on 20 mm.

ANKKUROINTIPITUUS	
SP 52-101-2003 /7; 14/	RakMK B4 /1; 2; 4; 11/
$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$ $R_{bond} = 2,5 \times 1,0 \times 1,3 = 3,25 \text{ MPa}$	$k_b = 2,4$ /2, taulukko 2.11, s.50/
$A_s = \pi r_s^2$ $A_s = \pi \times 10^2 \approx 314,1 \text{ mm}^2$	$A_s = \pi r_s^2$ $A_s = \pi \times 10^2 \approx 314,1 \text{ mm}^2$
$u_s = 2\pi r_s$ $u_s = 2 \times \pi \times 10 \approx 62,8 \text{ mm}$	$u_s = 2\pi r_s$ $u_s = 2 \times \pi \times 10 \approx 62,8 \text{ mm}$
$l_{0an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s}$ $l_{0an} = \left(\frac{435 \times 314,1}{3,25 \times 62,8} \right) \approx 669,4 \text{ mm}$	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \left(\frac{500}{1,2} \right) \approx 416 \text{ N/mm}^2$
$l_{an} = \alpha l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$ $l_{an} = 1,0 \times 669,4 \times 1 \approx 670 \text{ mm}$	$f_{ctk} = 0,2K^{2/3}$ $f_{ctk} = 0,2 \times 35^{2/3} \approx 2,13 \text{ N/mm}^2$
	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \left(\frac{2,13}{1,5} \right) = 1,42 \text{ N/mm}^2$
	$l_b = \frac{A_s f_{yd}}{k_b f_{ctd} u_s}$ $l_b = \left(\frac{314,1 \times 416}{2,4 \times 1,42 \times 62,8} \right) \approx 611 \text{ mm}$
TULOKSET	
$l_l = 670 \text{ mm}$	$l_j = 611 \text{ mm}$

Lasketaan tarvittava jatkospituus SP 52-101-2003 ja Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 mukaan, vetorasitetussa limijatkoksessa. Teräksen luokka on A500 (A500HW) ja betonin luokka on B30 (K30-2). Terästangon nimellishalkaisija on 16 mm. Jatkettavien tankojen osuus samassa poikkileikkauksessa on 50 % ja jatkosten vapaa väli kohtisuorassa tankoja vastaan on 60 mm ($> 2d_s$ ja > 30 mm).

JATKOSPITUUS	
SP 52-101-2003 /7; 14/	RakMK B4 /1; 2; 4; 11/
$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$ $R_{bond} = 2,5 \times 1,0 \times 1,15 = 2,875 \text{ MPa}$	$k_b = 2,4$ /2, taulukko 2.11, s.50/
$A_s = \pi r_s^2$ $A_s = \pi \times 8^2 \approx 201,0 \text{ mm}^2$	$k_j = 1,8 / 2$, taulukko 2.12, s.54/ (kohta b, sillä $60 \text{ mm} < 10 \varnothing$)
$u_s = 2\pi r_s$ $u_s = 2 \times \pi \times 8 \approx 50,2 \text{ mm}$	$f_{ctk} = 0,2K^{2/3}$ $f_{ctk} = 0,2 \times 30^{2/3} \approx 1,93 \text{ N/mm}^2$
$l_{0an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s}$ $l_{0an} = \left(\frac{435 \times 201,0}{2,875 \times 50,2} \right) \approx 605,8 \text{ mm}$	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \left(\frac{1,93}{1,5} \right) \approx 1,28 \text{ N/mm}^2$
$l_l = \alpha l_{0an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$ $l_l = 1,2 \times 605,8 \times 1 \approx 727 \text{ mm}$	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \left(\frac{500}{1,2} \right) \approx 416 \text{ N/mm}^2$
	$l_j = 0,25 k_j \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \varnothing$ $l_j = 0,25 \times 1,8 \times \left(\frac{416}{2,4 \times 1,28} \right) \times 16 =$ $= 975 \text{ mm}$
TULOKSET	
$l_l = 727 \text{ mm}$	$l_j = 975 \text{ mm}$

Määritetään tarvittava pituussuuntainen vähimmäisraudoitus SP 52-101-2003 ja Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 mukaan. Kyseessä on seinä, jonka paksuus on 200 mm. Seinän korkeus ja tehollinen korkeus ovat 3000 mm. Suojabetonin paksuus on 30 mm ja betonin luokka on B25 (K25-2). Seinää rasittaa epäkeskeinen puristusrasitus. Teräksen luokka on A500 (A500HW) ja koko D8 (TW8).

VÄHIMMÄISRAUDOITUS	
SP 52-101-2003 /7; 14/	RakMK B4 /1; 2; 4; 11/
$\frac{l_0}{h} = \frac{3,0}{0,2} = 15$	$f_{ctk} = 0,2K^{2/3}$ $f_{ctk} = 0,2 \times 25^{2/3} \approx 1,71 \text{ N/mm}^2$
$\mu_s = 0,175$ (liite 3)	$A_s = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} A_c$ $A_s = 0,25 \times \frac{1,71}{500} \times (200 \times 1000) =$ $= 171 \text{ mm}^2/\text{m}$
$h_0 = h - t - r_s$ $h_0 = 200 - 30 - 4 = 166 \text{ mm}$	Valitaan seinän molempiin pintoihin D8III250 (201 mm ² /m)
$A_s = \frac{\mu_s b h_0}{100\%}$ $A_s = \frac{0,175 \times 1000 \times 166}{100\%} \approx$ $\approx 291 \text{ mm}^2/\text{m}$	
Valitaan seinän molempiin pintoihin D8III150 (335 mm ² /m)	
TULOKSET	
D8III150 (TW8k150)	D8III250 (TW8k250)

Halkeamien huomioimisen tarpeellisuuden laskenta SP 52-101-2003 ja Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 mukaan. Palkkirakennetta rasittaa ulkoisista kuormista aiheutuva taivutusmomentti on $M = 10$ kNm ja vetorasitus on $N = 20$ kN. Palkin korkeus on $h = 400$ mm ja leveys on $b = 200$ mm. Suojabetonin paksuus on 25 mm. Betonin luokka on B35 (K35-2). Raudoituksena käytetään 2D20 (2TW20) palkin alapinnassa. Raudoituksen luokka on A500 (A500HW).

HALKEILUN HUOMIOIMISEN TARPEELLISUUS	
SP 52-101-2003 /7; 14/	RakMK B4 /1; 2; 4; 11/
$A_{red} = A + A_s \alpha + A'_s \alpha$ $A_{red} = (400 \times 200 - 2(\pi \times 10^2)) +$ $+ 2(\pi \times 10^2) \times \frac{2,0 \cdot 10^5}{34,5 \cdot 10^3} \approx 83014 \text{ mm}^2$	$A_{red} = A + A_s \alpha + A'_s \alpha$ $A_{red} = (400 \times 200 - 2(\pi \times 10^2)) +$ $+ 2(\pi \times 10^2) \times \frac{2,0 \cdot 10^5}{29,5 \cdot 10^3} \approx 83631 \text{ mm}^2$
$S_{t,red} = \left(\frac{h}{2} \times h \times b\right) + ((25 + r) \times 2\pi r^2)$ $S_{t,red} = \left(\frac{400}{2} \times 400 \times 200\right) +$ $+ (25 + 10) \times 2\pi \times 10^2 \approx 16021991 \text{ mm}^3$	$S_{t,red} = \left(\frac{h}{2} \times h \times b\right) + ((25 + r) \times 2\pi r^2)$ $S_{t,red} = \left(\frac{400}{2} \times 400 \times 200\right) +$ $+ (25 + 10) \times 2\pi \times 10^2 \approx 16021991 \text{ mm}^3$
$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} = \frac{16021991}{83014} \approx 193,0 \text{ mm}$	$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} = \frac{16021991}{83631} \approx 191,6 \text{ mm}$
$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha$ $I_{red} = \left(\frac{200 \times 400^3}{12}\right) - 2\left(\frac{\pi \times 20^4}{64}\right) +$ $+ 2\left(\frac{\pi \times 20^4}{64}\right) \times \frac{2,0 \cdot 10^5}{34,5 \cdot 10^3} \approx$ $\approx 1066742019 \text{ mm}^4$	$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha$ $I_{red} = \left(\frac{200 \times 400^3}{12}\right) - 2\left(\frac{\pi \times 20^4}{64}\right) +$ $+ 2\left(\frac{\pi \times 20^4}{64}\right) \times \frac{2,0 \cdot 10^5}{29,5 \cdot 10^3} \approx$ $\approx 1066757453 \text{ mm}^4$
$W = \frac{I_{red}}{y_t} = \left(\frac{1066742019}{193,0}\right) \approx$ $\approx 5527160 \text{ mm}^3$	$W_{ce} = \frac{I_{red}}{y_t} = \left(\frac{1066757453}{191,6}\right) \approx$ $\approx 5567627 \text{ mm}^3$
$e_x = \frac{W}{A_{red}} = \frac{5527160}{83014} \approx 66,6 \text{ mm}$	$f_{ctk} = 0,2K^{2/3}$ $f_{ctk} = 0,2 \times 35^{2/3} \approx 2,14 \text{ N/mm}^2$
$M_{crc} = R_{bt,ser} W - N e_x$	$N_r = A_c f_{ctk}$

$M_{crc} = 1,95 \times 5527160 - 20000 \times 66,6 \approx$ $\approx 9,4 \text{ kNm}$	$N_r = (400 \times 200) \times 2,14 = 171,2 \text{ kN}$
$M > M_{crc}$ $10 \text{ kNm} > 9,4 \text{ kNm} \rightarrow \text{halkeamia}$	$M_r = 1,7 W_{ce} f_{ctk}$ $M_r = 1,7 \times 5567627 \times 2,14 \approx$ $\approx 20,25 \text{ kNm}$
	$\frac{N_d}{k N_r} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1$ $\frac{20}{1,0 \times 171,2} + \frac{10}{20,25} \approx 0,61 < 1$ $\rightarrow \text{ei halkeamia}$
TULOKSET	
Rakenteeseen syntyy halkeamia	Rakenteeseen ei synny halkeamia

Määritetään halkeamaleveys SP 52-101-2003 ja Suomen rakentamismääräyskoelman B4 mukaan. Kyseessä on palkki, jota rasittaa pitkäaikainen ulkoisista kuormista aiheutuva momentti on $M = 70$ kNm. Palkin korkeus on $h = 400$ mm ja leveys on $b = 200$ mm. Suojabetonin paksuus on 20 mm ja betonin luokka on B35 (K35-2). Raudoituksena käytetään 5D20 (5TW20) palkin alapinnassa. Raudoituksen luokka on A500 (A500HW). Kuormituksen oletetaan olevan pitkäaikaista.

HALKEAMALEVEYS	
SP 52-101-2003 /7; 14/	RakMK B4 /1; 2; 4; 11/
$l_s = 0,5 \frac{A_{br}}{A_s} d_s$ $l_s = 0,5 \left(\frac{200 \times 200}{5 \times \pi \times 10^2} \times 20 \right) \approx 255 \text{ mm}$	$d = h - a = h - (c + r_s)$ $d = (400 - (20 + 10)) = 370 \text{ mm}$
Raja-arvot täyttyvät $\rightarrow l_s = 255$ mm	$f_{ck} = 0,7K = 0,7 \times 35 = 24,5 \text{ MN/m}^2$
$h_0 = h - a = h - (t + r_s)$ $h_0 = (400 - (20 + 10)) = 370 \text{ mm}$	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{24,5}{1,5} \approx 16,3 \text{ MN/m}^2$
$z_s = h_0 - \frac{x}{3}$ $z_s = \left(370 - \frac{200}{3} \right) \approx 304 \text{ mm}$	$\mu = \frac{M_d}{bd^2 f_{cd}} < \mu_b$ $\mu = \left(\frac{0,07}{0,2 \times 0,37^2 \times 16,3} \right) \approx$ $\approx 0,157 < 0,358$
$\sigma_s = \frac{M}{z_s A_s}$ $\sigma_s = \left(\frac{0,070}{0,304 \times (5 \times \pi \times 0,01^2)} \right) \approx$ $\approx 147 \text{ MPa}$	$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$ $\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,157} \approx 0,172$
$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$ $a_{crc} = 1,4 \times 0,5 \times 1,0 \times 1,0 \times$ $\times \left(\frac{147}{2,0 \cdot 10^5} \times 255 \right) \approx 0,131 \text{ mm}$	$y = \beta d$ $y = 0,172 \times 370 = 63,64 \text{ mm}$
$a_{crc} \leq a_{crc,ult} \rightarrow 0,131 \text{ mm} \leq 0,3 \text{ mm}$	$z = d - 0,5y$ $z = 370 - 0,5 \times 63,64 \approx 338 \text{ mm}$

→ halkeamat sallituissa rajoissa	
	$\sigma_s = \frac{M_d}{zA_s} = \left(\frac{0,07}{0,338 \times (5 \times \pi \times 0,01^2)} \right) \approx$ $\approx 131,8 \text{ MN/m}^2$
	$A_{red} = A + A_s \alpha = A + A_s \frac{E_s}{E_c}$ $A_{red} = (400 \times 200) - (5 \times \pi \times 10^2) +$ $+ 5 \times \pi \times 10^2 \times \frac{2,0 \cdot 10^5}{29,5 \cdot 10^3} \approx 89078 \text{ mm}^2$
	$S_{t,red} = \left(\frac{h}{2} \times h \times b \right) + ((20 + r) \times 5\pi r^2)$ $S_{t,red} = \left(\frac{400}{2} \times 400 \times 200 \right) +$ $+ (20 + 10) \times 5\pi \times 10^2 \approx 16047124 \text{ mm}^3$
	$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} = \frac{16047124}{89078} \approx 180 \text{ mm}$
	$I_{red} = I + I_s \alpha$ $I_{red} = \left(\frac{200 \times 400^3}{12} \right) - 5 \left(\frac{\pi \times 20^4}{64} \right) +$ $+ 5 \left(\frac{\pi \times 20^4}{64} \right) \times \frac{2,0 \cdot 10^5}{29,5 \cdot 10^3} \approx$ $\approx 1066893633 \text{ mm}^4$
	$W_{ce} = \frac{I_{red}}{y_t} = \left(\frac{1066893633}{180} \right) \approx$ $\approx 5927187 \text{ mm}^3$
	$f_{ctk} = 0,2K^{2/3} = 0,2 \times 35^{2/3} \approx 2,14 \text{ N/mm}^2$
	$M_r = 1,7W_{ce} f_{ctk}$ $M_r = 1,7 \times 5927187 \times 2,14 \approx 21,6 \text{ kNm}$
	$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{zA_s}$ $\sigma_{sr} = \left(\frac{0,0216}{0,338 \times (5 \times \pi \times 0,01^2)} \right) \approx$ $\approx 40,7 \text{ MN/m}^2$

$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{1}{25k_w} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$ $\varepsilon_s = \frac{131,8}{2 \cdot 10^5} \left[1 - \frac{1}{25 \times 0,085} \times \left(\frac{40,7}{131,8} \right)^2 \right] \approx$ $\approx 6,3 \cdot 10^{-4} \geq 0,4 \times \frac{131,8}{2 \cdot 10^5} \approx 2,6 \cdot 10^{-4}$	
$A_{ce} = 15\phi \times (7,5\phi + c + r_s)$ $A_{ce} = 15 \times 20 \times (7,5 \times 20 + 20 + 10) =$ $= 54000 \text{ mm}^2$	
$\rho_r = \frac{A_s}{A_{ce}} = \frac{5 \times \pi \times 10^2}{54000} \approx 0,029$	
$w_k = \varepsilon_s \left(3,5c + k_w \frac{\phi}{\rho_r} \right)$ $w_k = 6,3 \cdot 10^{-4} \left(3,5 \times 20 + 0,085 \frac{20}{0,029} \right) \approx$ $\approx 0,081 \text{ mm}$	
$w_{sall} \geq w_k$ $0,3 \text{ mm} \geq 0,081 \text{ mm}$ <p>→ halkeamat sallituissa rajoissa</p>	
TULOKSET	
Halkeamat ovat sallituissa rajoissa (0,3 mm ≥ 0,131 mm)	Halkeamat ovat sallituissa rajoissa (0,3 mm ≥ 0,081 mm)

Leikkauskestävyyden laskenta vinossa halkeamassa SP 52-101-2003 ja Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 mukaan. Palkin korkeus on $h = 400$ mm ja leveys on $b = 180$ mm Rakenteen pituusakseliin nähden kohtisuoran leikkausvoiman suuruus on $Q_1 = V_u = 90$ kN. Hakaraidoituksena käytetään D8III250 (TW8k250). Raidoituksen luokka A500 (A500HW). Betonin luokka on B30 (K30-2) ja suoja-betonin paksuus on 30 mm.

LEIKKAUSVOIMAMITOITUS	
SP 52-101-2003 /7; 14/	RakMK B4 /1; 2; 4; 11/
$h_0 = h - t - r_s = 400 - 30 - 4 = 366$ mm	$d = h - t - r_s = 400 - 30 - 4 = 366$ mm
$\frac{s_{w,max}}{h_0} = \frac{R_{bt} b h_0}{Q} \rightarrow s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q}$ $s_{w,max} = \left(\frac{1,15 \times 180 \times 366^2}{90000} \right) \approx 308$ mm 308 mm > 250 mm	$f_{ck} = 0,7K = 0,7 \times 30 = 21$ MN/m ² $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{21}{1,5} = 14$ MN/m ² $f_{ctk} = 0,2K^{2/3} = 0,2 \times 30^{2/3} \approx 1,93$ N/mm ² $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \left(\frac{1,93}{1,5} \right) \approx 1,28$ N/mm ²
$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \left(\frac{300 \times 2(\pi \times 4^2)}{250} \right) \approx$ ≈ 120 N/mm	$V_{u,max} = kb_w d f_{cd}$ $V_{u,max} = 0,25 \times 180 \times 366 \times 14 \approx$ ≈ 230 kN ≥ 90 kN
$q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b$ $q_{sw} \geq 0,25 \times (1,15 \times 180) \approx 52$ N/mm 120 N/mm ≥ 52 N/mm	$V_c = 0,5 b_w d f_{ctd}$ $V_c = 0,5 \times 180 \times 366 \times 1,28 \approx 42,1$ kN
$Q_{b1} = 0,5 R_{bt} b h_0$ $Q_{b1} = 0,5 \times (1,15 \times 180 \times 366) \approx 37,8$ kN	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,2} \approx 416$ N/mm ²
$Q_{sw,1} = q_{sw} h_0$ $Q_{sw,1} = (120 \times 366) = 43,9$ kN	$V_s = 0,9 \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} d$ $V_s = 0,9 \frac{2\pi \times 4^2}{250} \times 416 \times 366 \approx 55,1$ kN
$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1}$ 90 kN $\leq 37,8$ kN + 43,9 kN = 81,7 kN	$V_u \leq V_s + V_c$ 90 kN $\leq 55,1$ kN + 42,1 kN = 97,2 kN
TULOKSET	
Leikkausvoimakestävyys ei riitä	Leikkausvoimakestävyys on riittävä