

Samuli Turunen

**TARTUNNATTOMIEN JÄLKIJÄNNITETTYJEN
BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU- JA LASKENTAOHJE
EUROKODIN MUKAAN**

**TARTUNNATTOMIEN JÄLKIJÄNNITETTYJEN
BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU- JA LASKENTAOHJE
EUROKOODIN MUKAAN**

Samuli Turunen
Opinnäytetyö
Syksy 2017
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Oulun ammattikorkeakoulu

TIIVISTELMÄ

Oulun ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma, Rakennesuunnittelu

Tekijä: Samuli Turunen

Opinnäytetyön nimi: Tartunnattomien jälkijännitettyjen betonirakenteiden suunnittelu- ja laskentaohje eurokoodin mukaan.

Työn ohjaajat: Heidi Merikukka ja Antti Ukonmaanaho

Työn valmistumislukukausi ja -vuosi: Syksy 2017 Sivumäärä: 128 + 1 liitettä

Tämän työn tarkoitus on tuottaa alustavanlaatuinen tartunnattomien jälkijännitettyjen betonirakenteiden mitoitusohje rakennesuunnittelijoille. Jälkijännitettyjen betonirakenteiden suunnittelu- ja mitoitusohje eurokoodin mukaan on kattava tutkimus tartunnattomiin jälkijännitettyjen rakenteisiin vaikuttavasta lujuusopista ja rakenteiden mitoitukseen vaikuttavista eurokoodinormeista.

Työssä perehdytään jälkijännitettyihin rakenteisiin liittyviin peruskysymyksiin kuten käyttökohteisiin, toimintaperiaatteisiin, laskukaavoihin, eurokoodin laskusääntöihin ja betoniyhdistyksen tarjoamiin laskentaesimerkkeihin. Näiden tietojen pohjalta on laadittu ohjeet tartunnattomien jännemenetelmien rakennesuunnitteluun.

Työn on tilannut yritys Pöyry Finland Oy.

Asiasanat: jälkijännitetyt rakenteet, tartunnattomat teräsjänteet, jälkijännitys, teräsbetonirakenteet, eurokoodisuunnittelu, mitoitusohje ja suunnitteluohje

ABSTRACT

Oulu University of Applied Sciences
Construction Engineering, Structural Engineering

Author: Samuli Turunen

Title of thesis: Planning and designing guidelines of unbonded post-tensioning of concrete structures by Eurocode

Supervisors: Heidi Merikukka and Antti Ukonmaanaho

Term and year when the thesis was submitted: Fall 2017

Pages: 128 + 1 appendices

The purpose of this work is to give basic guidance lines for designing posttensioned concrete structures for structural engineers. Planning and designing guidelines of post-tensioned structures by Eurocode is a comprehensive research work of solid mechanics of post-tensioned structures and Eurocode norms that present the guidance lines of the general design.

In this work, the basic questions of posttensioned structures will be researched. Research includes the usage, working idea, calculation formulas, Eurocode calculation rules and the calculation examples of Finnish concrete association. These topics form the design guidance lines for structural design.

This work has been ordered by Pöyry Finland Oy.

Keywords: post-tensioned structures, unbonded tendons, post-tensioning, steel-concrete structures, Eurocode design, design guidelines and planning guidelines.

ALKULAUSE

Tätä opinnäytetyötä on edeltänyt pitkä matka rakennusinsinööriopiskelijana. Aloitin opinnot kotikaupungissani Joensuussa vuonna 2010. Vuonna 2011 siirryin harrastukseni jääkiekon mukana Yhdysvaltoihin opiskelemaan New Hampshiren osavaltioon yksityisyliopistoon New England College. Pääaineenani Civil Engineering opiskelin ja kiekkoilin vuoteen 2014, kunnes päätin jättää kiekkoilun ja keskittyä opintoihini.

Minut houkuteltiin Ouluun jatkamaan opintojani Oulun ammattikorkeakoulussa. Olin lapsesta asti kuullut, että Oulussa koulutetaan hyviä insinöörejä. Kolmen vuoden aikana Oulussa opin ottamaan vastuuta todella osaamisestani ja opiskelustani, onhan elämässä paljon muitakin asioita. Oivalsin Uudessa-Englannissa, kuinka kallista voi olla hankkia pätevä koulutus ja kuinka etuoikeutettu olen, että sain opiskella opetukseltaan laadukkaassa koulussa kuten OAMK.

Kesätöinäni olen aina pyrkinyt saamaan rakennusalan töitä opiskelijaurani aikana. Tähän mennessä olen tehnyt töitä maalarina, peltikattojen korjaajana, timanttisahaajana, purkumiehenä ja teollisuuden koneputsaajana. Kesätyöni ja harjoittelijapaikkani Pöyry Finland Oy:ssä kesällä 2016 antoi minulle tämän hetkisen työpaikkani saman yrityksen palveluksessa nuorempana rakennesuunnittelijana. Viimeisen opiskelijavuoteni olen asunut Vantaalla tehden töitä, johon olen kaiken tämän ajan kouluttautunut. Viimeiset koulukurssini olen suorittanut etäopiskeluna, ja opinnäytetyöni menee Pöyryn Finland Oy:n käyttöön. Toivon, että työstäni on apua rakennesuunnittelijoille ja etenkin betonirakenteiden suunnittelusta kiinnostuneille.

Valmistuminen viimein näiden vuosien jälkeen on minulle iso asia ja olen syvästi kiitollinen kaikesta siitä, mitä aikani korkeakoulussa on minulle opettanut ammattiopintojeni lisäksi elämästä ja ihmisistä. Suuret kiitokset annan tuesta ja avusta kaikille opiskelukavereille, opettajilleni ja tietysti ystävilleni, perheelleni ja perhetutuille. Haluaisin kiittää montaa ihmistä erikseen, mutta lista olisi varmaankin liian pitkä. Kuitenkin haluan kiittää äitiäni, joka on kannustanut minua aina pysymään koulussa ja tekemään työni ja opintoni niin hyvin kuin osaan. Lisäksi haluan kiittää isääni, jonka ansiosta päädyin lapsena jääkiekkoilun pariin, joka taas tarjosi minulle ainutlaatuisia opiskelu- ja pelivuotia Yhdysvalloissa. Kiitos kaikille tähänastisesta.

SISÄLLYSLUETTELO

SANASTO JA SYMBOLIT	9
1 JOHDANTO	16
2 PERUSTEET	17
2.1 Jännitettyjen rakenteiden historiaa	18
2.2 Jännitetyt rakenteet	19
2.3 Jännitettyjen rakenteiden edut	21
2.4 Esijännitetyt ja jälkijännitetyt rakenteet	22
2.4.1 Esijännittäminen	23
2.4.2 Jälkijännittäminen	24
3 JÄLKIJÄNNITTÄMINEN	26
3.1 Jälkijännitysmenetelmät	26
3.1.1 Tartunnallinen menetelmä	26
3.1.2 Tartunnaton menetelmä	26
3.2 Käyttökohteet	27
3.2.1 Palkit	27
3.2.2 Laattakentät	27
3.3 Betoni	28
3.3.1 Betonin lujuusominaisuudet	28
3.3.2 Jännitys-muodonmuutosriippuvuus	30
3.3.3 Viruma	31
3.3.4 Kutistuma	32
3.3.5 Halkeilu	33
3.3.6 Rasitusluokat	34
3.3.7 Käyttöikä	35
3.3.8 Betonipeite	36
3.3.9 Valumuotit	39
3.4 Betoniteräkset	40
3.5 Jänneteräkset	42
3.5.1 Langat	42
3.5.2 Punokset	43
3.5.3 Tangot	44

3.5.4	Jännitys-venymäriippuvuus	45
3.5.5	Relaksaatio	46
3.5.6	Ankkurointilaitteet	46
4	JÄLKIJÄNNITETTYJEN RAKENTEIDEN MITOITUS	49
4.1	Mitoituksen kulku	49
4.1.1	Voimasuureiden määrittäminen	50
4.1.2	Alustava mitoitus	50
4.1.3	Rajatilamitoitus	51
4.1.4	Käyttörajatila (KRT; SLS)	52
4.1.5	Murtorajatila (MRT; ULS)	53
4.1.6	Onnettomuustilanteet	53
4.2	Luotettavuuden hallinta	57
4.2.1	Seuraamus- ja luotettavuusluokat	57
4.2.2	Toteutus- ja toleranssiluokat	58
4.2.3	Materiaaliosavarmuusluvut	59
4.3	Materiaaliominaisuudet mitoituksessa	60
4.3.1	Betonin mitoitusarvot	61
4.3.2	Betoniterästen mitoitusarvot	64
4.3.3	Jänneterästen mitoitusarvot	65
4.4	Ankkurijänteet	65
4.4.1	Puristusvoiman jakaantuminen	66
4.4.2	Halkaisuvoimat	68
4.4.3	Ankkureiden sijoitus päätylohkossa	69
4.4.4	Ankkurijänteiden suojaputkien sijoitus poikkileikkauksessa	70
4.5	Kokonaisjännitystila	71
4.5.1	Normaalijännitys	72
4.5.2	Taivutusjännitys	73
4.5.3	Jännitysvoiman yhdistelmäjännitys	74
4.5.4	Rakenteen kokonaisjännitystila	76
4.5.5	Profiilin poikkileikkaukset	76
4.6	Punosgeometria	82
4.7	Jännityshäviöt	84
4.7.1	Kokoonpuristuma	84

4.7.2 Kutistuma ja viruma	85
4.7.3 Kokonaismuodonmuutos	92
4.7.4 Relaksaatio	92
4.7.5 Kitkahäviöt	93
4.7.6 Ankkurointihäviöt	95
4.7.7 Ajasta riippuvat jännityshäviöt	97
4.7.8 Kokonaisjännityshäviöt	98
4.8 Halkeilu	99
4.9 Taipuma	104
4.10 Taivutusmitoitus	108
4.11 Vetoraudoituksen ankkurointi	113
4.12 Leikkausmitoitus	115
5 SUUNNITTELUN LAADUNVALVONTA	120
5.1 Toteutuseristelmä	120
5.2 Venymän mittaus	121
5.3 Mittatoleranssit	122
6 LASKUESIMERKIN LÄHTÖTIEDOT	124
7 YHTEENVETO	125
LÄHTEET	127
LIITTEET	129

SANASTO JA SYMBOLIT

Tässä työssä käytettävien sanojen selitykset:

BY	Suomen betoniyhdistys ry.
EN	Euroopan neuvosto
HDPE-muovi	High-density polyethylene, eli suuritiheysinen polyeteeni
JB-rakenne	Jännebetonirakenne
Komposiitti	Kahden tai useamman materiaalin yhdistelmä, jossa materiaalit toimivat yhdessä, mutta eivät ole lienneet tai sulautuneet toisiinsa.
KRT	Käyttörajatila
MRT	Murtorajatila
Poikkileikkauksen sydänkuvio	Poikkileikkaukseen vaikuttavan puristavan normaalivoiman sijaintipisteiden ura.
SFS	Suomen standardisoimisliitto ry.
SLS	Serviceability limit state
TB-rakenne	Teräsbetonirakenne
ULS	Ultimate limit state

Tässä työssä käytettävien symboleiden selitykset. Käytettävät symbolit perustuvat Eurocode-standardissa ja SI-järjestelmässä käytettäviin symboleihin:

A	poikkileikkauksen bruttopinta-ala
A_c	betonipoikkileikkauksen bruttopinta-ala
A_{c0}	kuormitusalue
A_{c1}	mitoituksen suurin jakaantumisalue
A_{ct}	betonin vetorasitetun poikkileikkauksen ala ennen halkeaman muodostumista
$A_{c,eff}$	tehollinen vetopinta-ala
A_i	muunnettu poikkileikkauksen pinta-ala
A_n	poikkileikkauksen nettopinta-ala
A_p	jänneterästen pinta-ala
A_s	vetorausituksen pinta-ala
$A_{s,min}$	vetorausituksen vähimmäispinta-ala

A_{sl}	vähintään mitan d verran täysin ankkuroiden vetorausdoituksen pinta-ala
A_{sw}	leikkausrusdoituksen pinta-ala
$A_{sw.min}$	leikkausrusdoituksen vähimmäispinta-ala
a	vetoterästen keskimääräinen keskiöetäisyys
b	poikkileikkauksen leveys
b_{ef}	puristuslaipan mitoitusleveys
b_{min}	palkin minimileveys
b_w	uuman leveys
$C_{Rd.c}$	kansallisesti valittava parametri $C_{Rd.c}$
C_{min}	betonipeitteen vähimmäisarvo
$C_{min,b}$	tartunnan mukainen betonipeitteen vähimmäisarvo
$C_{min,dur}$	ympäristöolosuhteita johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
C_{nom}	betonipeitteen nimellisarvo
d	vetoterästen tehollinen korkeus
d_i	vetoterästen ja jänneterästen tehollinen korkeus
d_p	jänneterästen tehollinen korkeus
e	epäkeskisyys, kokonaisvoiman etäisyys painopisteeseen O
E_c	tangenttimoduuli tai tangenttikimmokerroin
E_{cm}	betonin keskimääräinen kimmokerroin
$E_{cm.eff}$	betonin tehollinen kimmokerroin
$E_{cm.i}$	betonin keskimääräinen kimmokerroin jännityshetkellä
E_s	betoniteräksen kimmokerroin
E_p	jänneteräksen kimmokerroin
F_{Rdu}	pistekuormakestävyys
f_c	betonin puristuslujuus
f_{ck}	betonin lieriölujuuden mitoitusarvo
$f_{ck.cube}$	betonin kuutiölujuuden mitoitusarvo
f_{cm}	betonin keskimääräinen lieriölujuus
f_{ctk}	betonin vetolujuuden ominaisarvo
$f_{ctk,0,05}$	vetolujuuden 5 %:n alaraja-arvo
$f_{ctk,0,95}$	vetolujuuden 95 %:n yläaraja-arvo
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{ctm.eff}$	betonin tehollinen vetolujuus
$f_{ctk.fl}$	betonin taivutusvetolujuuden ominaisarvo
$f_{ct.eff}$	laskelmissa käytettävä taivutusvetolujuus
f_{pd}	jänneterästen vetolujuuden mitoitusarvo
f_{pk}	jänneterästen vetolujuuden ominaisarvo
$f_{p0.1k}$	jänneterästen 0,1 %:n venymäraja
f_{swk}	leikkausrusdoituksen ominaislujuus
f_{swd}	leikkausrusdoituksen mitoituslujuus
f_{yk}	betoniteräksen ominaisvetolujuus
F_d	kuorman mitoitusarvo

F_k	kuorman ominaisarvo
G_k	oman painon ja pysyvän kuorman ominaisarvo
h	poikkileikkauksen korkeus
$h_{c,eff}$	tehollisen vetoalueen korkeus
h_0	muunnettu paksuus
I	poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
I_c	bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
I_i	ideaalinen poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
I_n	nettopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
i	poikkileikkauksen jäyhyys säde tai neliöllinen keskisäde
j	eurokoodin kerroin "j"
K	momenttijakautumakerroin
K_{FI}	seuraamus- ja luotettavuusluokan kuormakerroin
k	pakkovoimien kerroin
k	aaltoisuusluku
k	rakenteen korkeuden vaikutus
k	murtolujuuden ja myötölujuuden välinen suhde
k_c	jännitysjakauman kerroin
k_t	kerroin pitkäaikaisvaikutuksille 0,4
k_1	kansallisesti valittava parametri k_1
k_1	halkeamavälin laskentakerroin 1.
k_2	halkeamavälin laskentakerroin 2.
k_3	halkeamavälin laskentakerroin 3.
k_4	halkeamavälin laskentakerroin 4.
L	jänneväli
L_{eff}	tehollinen jänneväli
L_0	punosluetteloon merkittävä venymä
L_1	ohjausvoiman p_1 ja p_4 pituus
M	taivutusmomentti
M_d	mitoitustaivutusmomentti
M_e	normaalivoiman epäkeskisyydestä aiheutuva taivutusmomentti
M_{Ed}	murtorajatilan taivutusmomentti
M_f	momentti halkeaman kohdalla tavallisella yhdistelmällä
M_{g+q}	omasta painosta ja ulkoisista kuormista aiheutuva taivutusmomentti
M_{Rd}	taivutuskestävyyden mitoitusarvo
N	normaalivoima
N_{Ed}	murtorajatilan normaalivoima
O	poikkileikkauksen painopiste
P	esijännitysvoima
$P_{d,t}$	jännevoiman mitoitusarvo kaikkien häviöiden jälkeen
P_l	jännevoima passiivipäässä kitkahäviöiden jälkeen
P_{max}	kokonaisvoima jänneteräksistä ennen jännityshäviöitä
$P_{m,t}$	jännitysvoima kokonaishäviöiden jälkeen

$P_{m.0}$	jännitysvoima välittömien häviöiden jälkeen
p_1	ohjausvoiman 1. ja 4. suuruus jännevoimasta
p_2	ohjausvoiman 2. ja 3. suuruus jännevoimasta
RH	ympäröivä ilmankosteus
r_{cs}	kutistuman aiheuttama kaarevuus
S	raudoituksen staattinen momentti
$S_{r.max}$	halkeamaväli
s	sementtityypistä riippuva kerroin
s	hakaväli
S_{max}	maksimi hakaväli
T	poikittainen vetovoima, eli halkaisuvoima
t	betonin ikä vuorokausina
t_0	betonin ikä kuormituksen alkaessa
$t_{0,T}$	lämpötilakorjattu betonin ikä
t_T	lämpötilan mukainen korjattu ikä eurokoodin mukaan
t_{20}	lämpötilan mukainen korjattu ikä Sadgroven kaavalla
u	kuivuvan poikkileikkauksen yhteenlaskettu piiri
V	leikkausvoima
V_{Ed}	murtorajatilan leikkausvoima
V_{Rd}	leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$V_{Rd.c}$	poikkileikkauksen taivutus-leikkauskestävyys
$V_{Rd.max}$	leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyyden yläraja
$V_{Rd.s}$	leikkausraudoituksen leikkauskestävyys
W	taivutusvastus
W_{bot}	vedetyn reunan taivutusvastus
w	ankkurointiliukuman vaikutuksen pituus
w_{ks}	halkeamaleveys
w_{max}	halkeamaleveyden maksimiarvo
y	tarkastelu etäisyys painopisteeseen O
y_0	brutto-poikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys alareunasta
y_{0i}	muunnetun poikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys alareunasta
y_{0n}	nettopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys alareunasta
X	puristusvyöhykkeen korkeus
X_I	nettopoikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus, halkeamaton
X_{II}	nettopoikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus, haljennut
x	jänneteräksiä pitkin mitattu etäisyys aktiiviankkurilta
z	vetoterästen sisäinen momenttivarso
z_p	jänneterästen sisäinen momenttivarso
\emptyset_h	leikkaushakojen halkaisija
\emptyset_j	jänneteräksen halkaisija
\emptyset_{jm}	jänneteräksen keskimääräinen halkaisija
\emptyset_n	betoniteräsnipun ekvivalentti halkaisija
\emptyset_p	vetoterästen halkaisija

α	leikkausraudoituksen kaltevuuskulma
α_{cc}	kansallinen betonin puristuslujuuden varmuuskerroin
α_{cw}	jännityksen $\sigma_{c,P}$ suuruudesta riippuva kerroin
α_{ct}	kansallinen betonin vetolujuuden varmuuskerroin
α_{ds1}	sementtilajista riippuva kerroin 1.
α_{ds2}	sementtilajista riippuva kerroin 2.
α_e	betoniterästen ja betonin välinen kimmokerrointen suhde
α_i	kahden materiaalin välinen kimmokerrointen suhde
α_p	jänneterästen ja betonin välinen kimmokerrointen suhde
α_v	vetolujuuden eksponentti
α_1	betonin puristuslujuuden virumakerroin 1.
α_2	betonin puristuslujuuden virumakerroin 2.
α_3	betonin puristuslujuuden virumakerroin 3.
β	puristetun poikkileikkauksen suhteellinen korkeus
β_c	viruman vaikutuskerroin
β_{ca}	kovettumiskutistuman vaikutuskerroin
β_{cc}	betonin iän vaikutusta kuvaava kerroin
β_{RH}	kuivumiskutistuman ilmankosteuden kerroin
γ_c	betonin materiaaliosavarmuusluku
γ_s	betoniteräksen materiaaliosavarmuusluku
$\gamma_{P,fav}$	kuormaosavarmuusluku
γ_G	oman painon ja pysyvän kuorman osavarmuusluku
γ_Q	hyötykuorman osavarmuusluku
Δ_c	betonin kokoonpuristuma jännityshetkellä
Δ_{cs}	kutistuman aiheuttama taipuma
Δ_p	kitkasta johtuva keskimääräinen jännityshäviö
Δ_p	jänneterästen venymä aktiivipään lukitusliukuman jälkeen
Δ_{qp}	taipuma pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä
Δ_{slip}	lukitusliukuma
$\Delta_{slip,p}$	lukitusliukuma passiivipäässä
Δ_{Cdev}	toleranssiin liittyvä sallittu mittapoikkeama
$\Delta_{Cdur,add}$	lisäsuojatun betonipinnan pienennystermi
$\Delta_{Cdur,\gamma}$	lisävarmuustermi
$\Delta_{Cdur,st}$	ruostumattomien betoniterästen pienennystermi
ΔF_{Ed}	raudoitukseen kohdistuva ankkuroitava voima
ΔF_{td}	lisävetovoima leikkausvoimasta
ΔP	ankkurointiliukuman jännityshäviö
ΔP_0	kokonaisjännityshäviö
ΔP_{c+s+r}	ajasta riippuvat häviöt jänneteräksistä
ΔP_{el}	välitön jännityshäviö kimmoisesta puristumasta
ΔP_{sl}	ankkurointiliukuman jännityshäviö
ΔP_{μ}	jänneterästen kitkahäviö

Δt	lämpötilan muutos
$\Delta \varepsilon_p$	jänneterästen venymä yhteistoiminnan aikana
$\Delta \varepsilon_{sm}$	venymäero
$\Delta \sigma_{c,i}$	yhden punoksen aiheuttama keskimääräinen jännitys betonissa
$\Delta \sigma_p$	jänneterästen jännityksen muutos halkeamisen jälkeen
$\Delta \sigma_{pII}$	jänneterästen jännitys halkeilleen poikkileikkauksen mukaan laskettuna
$\Delta \sigma_{pII0}$	jänneterästen jännitys silloin, kun niiden kohdalla betonissa on nollajännitys
$\Delta \sigma_{pr}$	jänneterästen relaksaatiohäviö
$\Delta \sigma_{ULS}$	jännevoiman lisäys murtorajatilassa
δ	taipuma, siirtymä
ε_c	betonin pintakeskiön puristuma
ε_c	betonin kuormituksesta johtuva muodonmuutos
ε_{c1}	puristuma, jolla betoni saavuttaa maksimijännityksen
ε_{c2}	puristuma, jolla betoni saavuttaa maksimijännityksen
ε_{ca}	kovettumiskutistumismuodonmuutos
$\varepsilon_{ca,\infty}$	kovettumiskutistuman loppuarvo
ε_{cc}	betonin virumamuodonmuutos
ε_{cd}	kuivumiskutistumismuodonmuutos
$\varepsilon_{cd,\infty}$	kuivumiskutistuman loppuarvo
ε_{ce}	betonin kuormituksesta johtuva muodonmuutos ajanhetkellä t_0
ε_{cm}	keskimääräinen betonin venymä halkeamin välillä
ε_{cs}	kutistumismuodonmuutos
ε_{cT}	lämpötilan muutoksen aiheuttama muodonmuutos
ε_{cu}	betonin murtopuristuma
ε_{p0}	jänneterästen venymä alkujännityksestä
ε_s	betoniteräksen venymä
ε_{sm}	punoksien keskimääräinen venymä halkeamin välillä
ε_u	raudoituksen venymä poikkileikkauksen murtuessa
ε_{cu}	betonin puristuma poikkileikkauksen murtuessa
ε_{cu2}	betonin puristuma poikkileikkauksen murtuessa
η	puristusvyöhykkeen määrittelyn parametri η
θ	puristuskaistan kaltevuuskulma
θ	ankkurijänteen suunnan muutosten summa radiaaneina etäisyydellä
λ	puristusvyöhykkeen määrittelyn parametri λ
μ	vetoraidoituksen suhteellinen momentti
μ	jänneteräksen ja sen suojaputken välinen kitkakerroin
μ	jännittämishetkellä vallitsevan jännityksen ja jänneteräksen vetolujuuden suhde
μ_p	jänneterästen suhteellinen momentti
ν	lujuuden pienennyskerroin
ξ_1	kerroin 0,5

ρ	raudoitussuhde
$\rho_{p,eff}$	tehollinen raudoitussuhde, missä betoniteräkset ja jänneteräkset
ρ_{1000}	relaksaatiohäviö 1000 tuntia jännittämisen jälkeen
$\sigma_{c,g+p}$	poikkileikkaukseen vaikuttava taivutusjännitys omasta painosta ja ulkoisista kuormista
$\sigma_{c,N,P}$	poikkileikkaukseen vaikuttava normaalijännitys jännitysvoimasta
$\sigma_{c,Me,P}$	poikkileikkaukseen vaikuttava taivutusjännitys jännitysvoimasta
$\sigma_{c,P}$	poikkileikkaukseen vaikuttava yhdistelmäjännitys
σ_{cp}	jännevoiman aiheuttama betonin keskimääräinen puristusjännitys
$\sigma_{c,g+p}$	ajasta riippuvat jännityshäviöt
$\sigma_{c,QP}$	omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista pitkäaikaisista kuormista aiheutuva jänneterästen kohdalla vaikuttava jännitys
σ_p	jänneterästen jännitys
σ_{p0}	jänneteräksissä jännittämishetkellä vallitseva jännitys
σ_s	raudoituksen vetojännitys
φ	virumaluku
φ_0	virumaluvun perusarvo
φ_{RH}	ilmankosteuden vaikutus virumaan
ψ_0	kuormien vähennyskerroin (murtorajatila ja palautuman käyttörajatila)
ψ_1	kuormien tavallinen vähennyskerroin (onnettomuuskuormia sisältävä murtorajatila ja palautuman käyttörajatila)
ψ_2	kuormien pitkäaikainen vähennyskerroin (onnettomuuskuormia sisältävä murtorajatila ja palautuva käyttörajatila)
ω	vetoterästen mekaaninen raudoitussuhde
ω_p	jänneterästen mekaaninen raudoitussuhde

1 JOHDANTO

Betonirakenteiden erilaiset jännittämismenetelmät ovat yhä enemmän ja enemmän yleistynyt tekniikka betonirakenteiden taivutusjännitysten optimointiin. Kehittyneen jännitysmenetelmiin liittyvän tutkimuksen ja edistyneen työmaatekniikan vuoksi erilaisia jännitettyjä rakenteita tehdään enenevässä määrin myös työmaalla paikallavalamalla. Työmailla tuotettavat jännitetyt betonirakenteet voidaan yleistää olevan jälkijännitettyjä betonirakenteita. Tämän työn tarkoituksena on syventyä jälkijännitettyihin rakenteisiin ja etenkin kyseisten rakenteiden mitoittamiseen liittyviin eri tekijöihin. Samalla tutustaan myös jännittämisessä käytettäviin eri tekniikoihin, jännitettyjen rakenteiden materiaaleihin ja jännitettyjen rakenteiden eurokoodin mukaiseen suunnitteluun ja mitoittamiseen.

Jälkijännitetyt rakenteet luetaan niin sanottuihin taitorakenteisiin ja niiden mitoittaminen perustuu rakenneosan käsinlaskentaan. Erilaisia jälkijännitettyjen betonirakenteiden mitoitusohjelmia on tuotettu markkinoille, joista merkittävimpiä Autodesk Robot-, Adaptsoft-, Bentley- ja Sofistik-ohjelmistot. Ohjelmistoilla voidaan laskea geometrisesti haastavia rakenneratkaisuja. Ohjelmat kuitenkin perustuvat teoriaan.

Suunnittelualalla on jännitettyjen rakenteiden lisääntyvän käytön vuoksi kasvava tarve alustavaan jälkijännitettyjen rakenteiden suunnitteluun ja mitoittamiseen. Lähtötiedoiksi riittävät käytettävien jännerästen tekninen käyttöselostus, haluttu punosgeometria, toteutettavan rakenteen jänneväli, rakenteen poikkileikkauksen mittatiedot ja tarkasteltavaa rakennetta kuormittavat ulkopuoliset kuormitukset. Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on tuottaa laskentaohjeiden ja eurokoodiston pohjalta jälkijännitettyjen rakenteiden laskentaan tarvittavat yhtälöt sisältävä Mathcad-ohjelmistopohjainen laskentakortti.

2 PERUSTEET

Betoni materiaalina on yhä enemmän käytettävä materiaali kotimaisessa ja kansainvälisessä yhdyskuntarakentamisessa. Se on lujaa, palamatonta, verrattain halpaa ja nykyaikaisilla työtekniikoilla päästään yhä taidokkaampiin ja monimuotoisempiin rakenneratkaisuihin. Betonilla on kuitenkin yksi huomattava heikkous sen lujuusominaisuuksissa verrattuna muihin yleisiin rakennusmateriaaleihin: vetolujuus. Voidaan yleisesti sanoa, että betonin vetolujuus on noin 10 % sen puristuslujuudesta. (2, s. 82.) Tämän vuoksi käytettäessä betonia rakennusmateriaalina on sille kohdistuvien ulkoisten kuormitusten ja suuren omapainon vuoksi lähes aina käytettävä sen kanssa yhdessä toimivaa materiaalia, joka kestää rakenteeseen kohdistuvat vetojännitykset.

Betoni ja teräs toimivat loistavasti yhdessä komposiittina. Betoni ja teräs jakavat eri materiaaleina samankaltaisia ominaisuuksia, joka on yhdistämisen perusedellytys. Yhteisistä ominaisuuksista tärkeimmät ovat tartunta, betonin terästä suojaava vaikutus ja lähes yhtenevä lämpölaajenemiskerroin (2, s. 250). Teräksen mahdollistaessa puristettujen rakenteiden lisäksi myös taivutetut rakenteet yhä useammin puhutaan teräsbetonirakenteista pelkkien betonirakenteiden sijaan.

Teräksen käyttö yhdessä betonin kanssa mahdollistaa massiivisten palkkien, pilarien, seinien ja laattojen valmistamisen. Ongelmaksi muodostuu kuitenkin pitkillä aukkoväleillä teräsbetonirakenteisiin kohdistuma taivutusmomentti ja taipuma, joka ei saa haitata yksittäisen rakenneosan toimintaa tai heikentää sille asetettuja esteettisiä vaatimuksia. Liian suuri taipuma voi aiheuttaa betonipinnan tai muiden pintamateriaalien vaurioita, ikkunoiden ja ovien vahingoittumista tai taloteknisten asennusten ja laitteistojen toiminnan häiriöitä. (4, s. 223.) Lisäksi taipuman aiheuttama halkeilu voi heikentää rakenteen elinikää huomattavasti ja pitkien teräsbetonirakenteiden tuottaminen perinteisillä vetoteräksillä voi muodostua hyvin kalliiksi. Taipuman rajoittamiseksi on kehitetty erilaisia kuormituksen rajamitoitusmenetelmiä esimerkiksi rakenteen jännemitan pituuden ja tehollisen korkeuden analysoinnin avulla. Kuitenkin

pitkien ja verrattain kevyiden teräsbetonirakenteiden valmistukseen on kehitetty erilaisia teräsbetonin jännittämismenetelmiä.

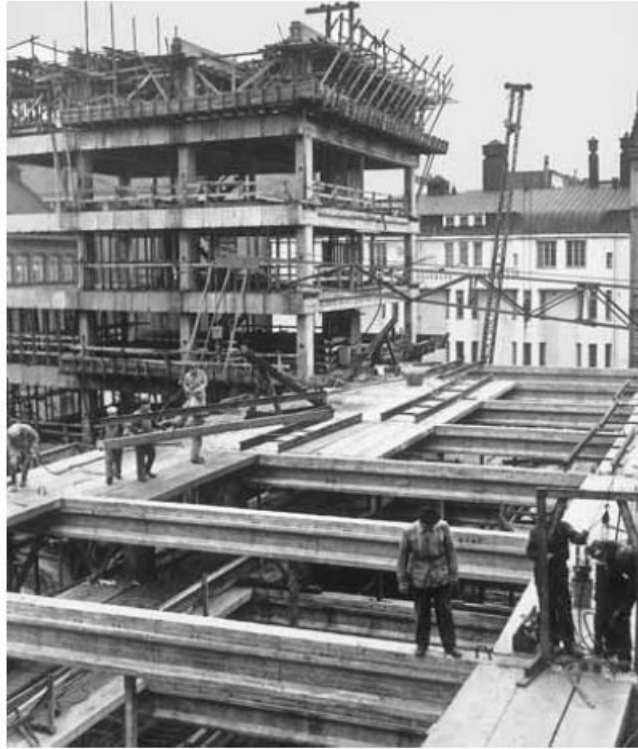
2.1 Jännitettyjen rakenteiden historiaa

Ensimmäisen betonin jännittämissovelluksen katsotaan olevan peräisin USA:n Kaliforniasta kotoisin olevalta insinööriltä P.H Jacksonilta. Hänellä on ensimmäinen patentti vuodelta 1886 terästankojen kiristysmenetelmästä. Samoihin aikoihin Euroopassa myös saksalainen C.E.W. Doehring sai patentin betonilaattojen jännittämisestä teräslangoilla. Nämä patentit eivät kuitenkaan saaneet vielä osakseen aikanaan menestystä teräsbetonirakentamisessa puutteellisen betonin- ja jänneterästen ominaisuuksien tutkimuksen vuoksi. Betonilla ja teräksillä ei ollut jännittämiseen tarvittavia riittäviä lujuusominaisuuksia ja pitkäaikaisominaisuuksia. Lisäksi alhainen viruman, kutistuman ja punosten relaksaation vaikutus johti terästen tehollisen jännityksen häviämiseen rakenteissa hyvin nopeasti. Saksassa tulevana vuosina etenkin J. Mandl ja M. Koenen selvittivät jännityshäviöiden lähteitä, ja arvioivat niiden ajallista kehitystä. (3, s. 622.)

Viimein ranskalainen insinööri E. Freyssinet oivalsi ja ratkaisi erilaisten jännityshäviöiden ajallisen kehityksen ja merkityksen jännitettyjen rakenteiden suunnittelussa. 1920-luvun suunnittelu- ja rakentamiskokemustensa perusteella hän rajasi, että jännevoiman säilyminen edellyttää korkealujuuksisia jännitysteräksiä, joissa tapahtuu ajan funktiona suuria muodonmuutoksia. Betonin virumis- ja kutistumislyhenemisen aiheuttamat jännitykset eivät koskaan eliminoidu jänneterästen pitenemisestä aiheutuvista jännityshäviöistä. Vuonna 1940 Freyssinet esitteli ensimmäisen tehokkaan jännittämismenetelmänsä, 12-lankaisen kiila-ankkuroitavan jänteen, joka on edelleen käytössä. Tästä alkoi jännitettyjen rakenteiden todellinen kehitys ja käyttö rakennusteollisuudessa. (3, s. 622.)

Suomessa jännitettyjen betonirakenteet tulivat maahan toisen maailmansodan jälkeen. Ensimmäiset kaapelein jännitetyt palkit valmistettiin Repola-Viipuri Oy:n Pikisaaren sahan kattoon vuonna 1949. Samana vuonna valmistui myös Suomen ensimmäinen jännitetty silta, Mullinkosken silta. Urakoitsijana oli Silta

ja Satama Oy. Yksi tunnetuimpia jännitetyjä teräsbetonirakenteita Suomessa on Helsingin yliopiston keskuskampuksen Porthania (kuva 1), johon Silta ja Satama valmisti sen 14-metriset pääpalkit jälkijännitettyjen rakenteiden kantaisän E. Freyssinetin mukaan nimetyistä Freyssinet-kaapeleista (5. s. 79).



KUVA 1. Porthanian rakennustyömaa 1950-luvulta (6, s. 2)

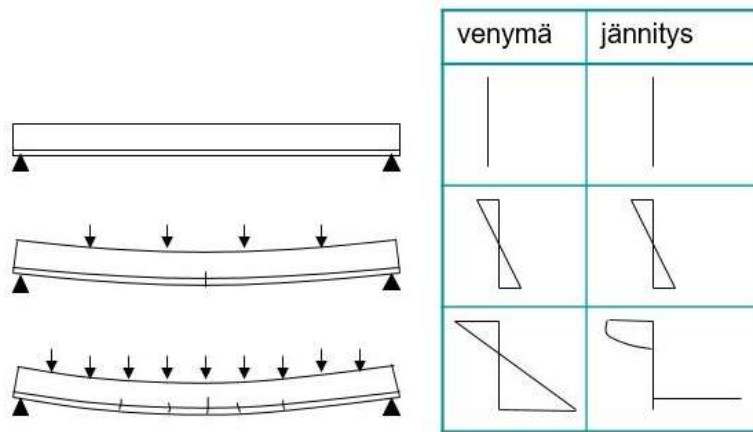
Tämän jälkeen jännitettyjen rakenteiden käyttäminen on vakiintunut Suomessa. Tunnetuimpia arjen puhekielen jännitetyjä rakenteita ovat ontelolaatat ja vähemmän tunnetut TT-laatat ja HI-palkit. Tartuntajännerakenteita käytetään yleisesti talonrakentamisen elementtiosissa ja ankkurijännerakenteita sillanrakennuksessa ja pitkiä jännevälejä vaativissa talo-, teollisuus- ja voimalarakenteissa. (6, s. 2.)

2.2 Jännitetyt rakenteet

Betonirakenteet, joihin luodaan jännitystila, kutsutaan jännebetonirakenteiksi. Erilaiset jännitysmenettelmät luovat rakenteeseen kuormitustilan, jolla ehkäistään erilaisia klassisten teräsbetonirakenteiden ongelmia. Teräsbetonirakenteisiin kohdistuva betonin omapaino, muiden päälle tulevien

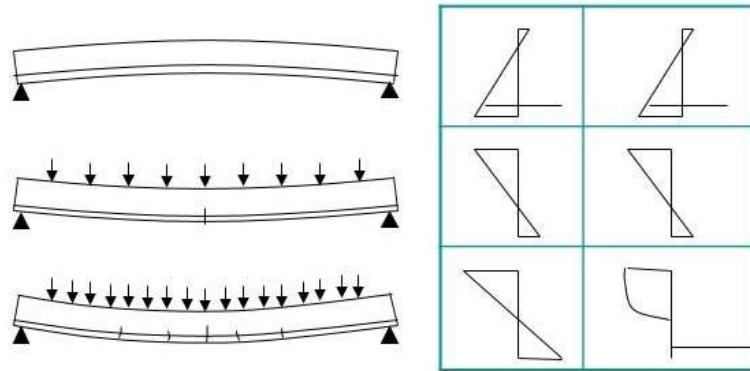
rakenteiden omapaino ja erilaiset hyötykuormat luovat rakenteeseen rakenteen eri kohdissa vaikuttavia leikkaus- puristus- ja taivutusrasituksia. Teräsbetoni yksinkertaisuudessaan on raudoitettu betonirakenne. Teräkset ottavat rakenteelle tulevan vetojännityksen ja betoni puristusjännityksen.

Rakenteiden jännittämisen tarkoituksena voi olla betoniterästen korvaaminen jänneraudoituksella taloudellisista syistä, vetoterästen rajoittaminen, lämpöjännitysten ja dynaamisten rasitusten minimoiminen ja yleisesti rakenteen muodonmuutosten pienentäminen. Pää tarkoitus on eliminoida betonin heikon vetokestävyyden luomat rakenteelliset rajoitukset. (2, s. 548–549.) Kuvassa 2 on esitetty klassisen teräsbetonirakenteen käyttäytyminen kuormituksen aikana.



KUVA 2. Teräsbetonirakenteen periaate (6, s. 3)

Jännitetty betonirakenne voidaan määritellä betonirakenteeksi, johon on ennen rakenteen käyttöönottoa jänneteräksiä jännittämällä aikaansaatu puristavia voimia edullisen jännitys- ja muodonmuutostilan aikaansaamiseksi (2, s. 548). Kuvassa 3 on esitetty jännebetonirakenteen periaate kuormituksen aikana.



KUVA 3. Jännebetonirakenteen periaate (6, s. 3)

Jännitysvoimat tuotetaan rakenteeseen erilaisin menetelmin, joihin syvennyttään tässä työssä myöhemmin. Jännitettyjen betonirakenteiden periaate on seuraava: jännitystanko tai -kaapeli vedetään niin, että siihen syntyy normaalijännitystila ja tämän vedon seurauksena jänneteräs venyy. Tämän jälkeen jänneterästen ympärille valetaan rakenteen päämateriaali eli betoni. Jännepunokset tulee asettaa betoniin niin, että ne ovat ennalta määritetyn etäisyyden päässä rakenteen painopisteakselilta. Näin luodaan rakenteeseen sisäinen momenttivarsi. Kun betoni on valun jälkeen tarpeeksi lujaa, vapautetaan jänneterästen jännitys ja teräksen venymä pyrkii palautumaan takaisin alkuarvoonsa.

Betonin ja punosten välisen kitkan tai erilaisten rakenteen päätyihin asetettavien ankkureiden välittämien rakennetta nostavien voimien avulla jännevoimat aiheuttavat rakenteeseen sisäisen kuormitusta vastustavan momentin. Rakenteen päälle myöhemmin rakennettavat muut rakenteet ja erilaiset käyttökuormat painavat rakenteen takaisin suoraksi. (3. s. 587, 589 ja 605.)

2.3 Jännitettyjen rakenteiden edut

Jännitettyt betonirakenteet sisältävät huomattavan määrän erilaisia hyödynnettäviä ominaisuuksia, joita ei perinteisesti massiivisilla teräsbetonirakenteilla pystytä tuottamaan. Jännitysmenetelmillä pystytään yleisesti valmistamaan kapeita ja rakennekorkeudeltaan huomattavasti teräsbetonia matalampia rakenteita. Rakenteiden oman painon pieneminen

mahdollistaa kevyemmät betonirunkorakenteet, pidemmät jännevälit ja suuremmat liikuntasaumavälit.

Oikein mitoitettujen jänneteräsrakenteiden taipumat pystytään eliminoimaan ja halkeilematon lopputulos on vesitiivis. Tämä merkitsee myös joustavuutta talotekniseen suunnitteluun läpivientien osalta. Näin ollen voidaan todeta, että suurissa rakennushankkeissa jännitettyjen rakenteiden valinta voi olla erittäin taloudellista säästämällä betonin ja terästen menekissä ja luomalla normaaleja teräsbetonirakenteita kevyempiä ratkaisuja. Näin ollen rakennuksen sisäistä hyötypinta-alaa voidaan kasvattaa ja arkkitehtisuunnittelu on vapaampaa. (1, s. 2–3.) Kuvassa 4 on esitetty jälkijännitetty parkkihalli, jossa nähdään huomattavan pitkät jännevälit ja rakennuksen sisään tästä syystä syntyvä avaruus.



KUVA 4. Jälkijännitettyjä palkkeja parkkihallissa (15, s. 85)

2.4 Esijännitetyt ja jälkijännitetyt rakenteet

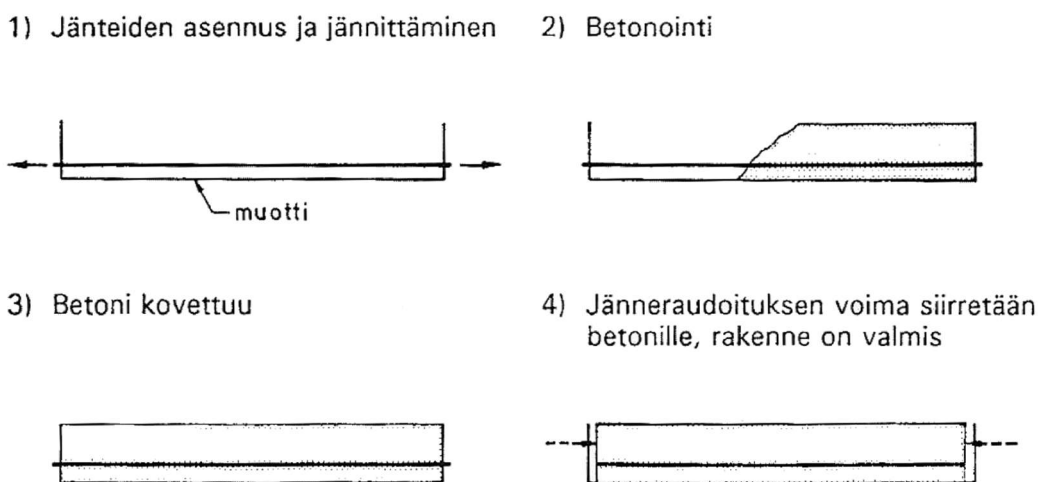
Jännittämismenetelmät jaetaan kahteen pääryhmään: esijännittämisen- ja jälkijännittämismenetelmään. Jako tapahtuu sen perusteella, missä vaiheessa betonirakenteen valmistusta jännitysvoima tuotetaan rakenneosaan. Jännitysvoiman pääsääntöinen välittymistapa rakenneosaan ja käytettävien jänneterästen tyyppi on toinen tapa ryhmitellä jännitysmenetelmiä. Käytössä on

erilaisia tartuntajäniteitä, tartunnattomia jänteitä, tankoja, punoksia ja ankkurityyppejä. (3, s. 601.)

Pääsääntöisesti voidaan sanoa, että jännitetyt elementtirakenteet tuotetaan tartuntajäniteillä esijännittämällä ja paikallavalurakenteet ankkurijäniteillä jälkijännitettyinä. Tässä tutkimustyössä keskitytään jälkijännitettyihin rakenteisiin ja tartunnattomien jänteiden menetelmään, mutta on tärkeää ymmärtää esijännittämisen- ja jälkijännittämismenetelmien väliset erot ja eri jännittämismenetelmien kattavuus.

2.4.1 Esijännittäminen

Esijännittämismenetelmässä jännepunokset tai langat kiinnitetään jännityspukkiin ja vedetään ennalta määriteltyyn jännitystilaan. Määritetty jännitystila luodaan elementtitehtaalla tavallisimmin hydraulikkatunkilla. Punosten tai lankojen ollessa jännitettyinä muotissa tai alustalla valetaan betoni niiden ympärille. Kun betoni on kovettunut tarpeeksi, punokset vapautetaan. Vapautettujen jänteiden lyheneminen luo tartunnan punosten ja betonin välille. Tämä tartunta taas johtaa puristusjännitystilän valetussa betonirakenteessa kuvan 5 mukaisesti. (3, s. 623.)



KUVA 5. Esijännitetyn rakenteen periaate (2, s. 550)

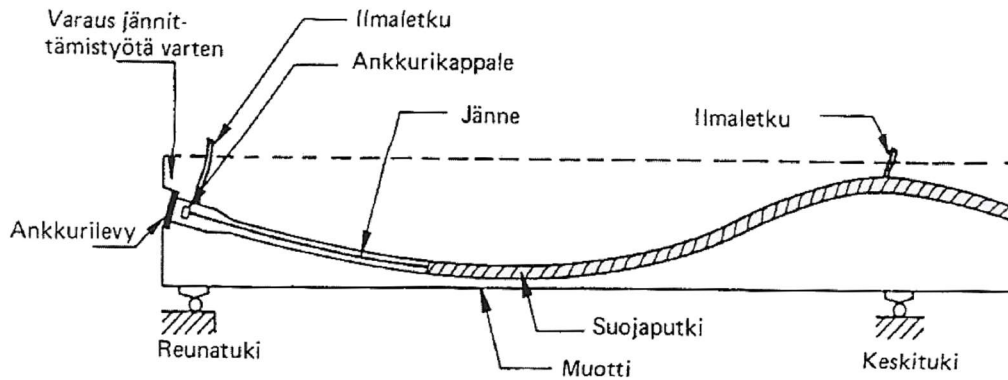
Esijännittämisen punoslangat ovat halkaisijaltaan 6,3 mm. Punokset taas ovat 7-lankaisia ja nimellishalkaisijaltaan 9,5 mm, 12,5 mm tai 12,9 mm. Tartunnan

parantamiseksi tartunnan pinta voidaan kuvioida tai langalla voi olla erilaisia profiileja, kuten monikulmioprofiili. Punosten valintaan vaikuttaa suunniteltava rakenne, sillä kaikki punokset eivät sovellu kaikkiin betonirakenteisiin. Suuret jännitykset, jotka ankkuroidaan lyhyellä matkalla eivät sovellu pienen betonipeitteen omaaviin rakenteisiin (esimerkiksi ontelolaatat), koska punoksien välittämä tartunta aiheuttaa ohueen pintabetoniin suuren halkeiluriskin.

Esijännittämislinjat ovat pitkiä ja ne on tarkoitettu sarjatuotantoon, joka edellyttää tehdasolosuhteita. Voidaan yleistää, että jännitetyt betonielementtirakenteet ovat esijännitettyjä, vaikka rakenteet voidaan myös tehdä jälkijännittämällä. On kuitenkin selvästi kustannustehokkainta valmistaa linjoilla samanlaisia elementtiprofiileja, jotka voidaan katkaista haluttuun jänneväliin ja näin ollen tuottaa isoina sarjoina. Katkaistuihin elementtiosiin voidaan tehdä yksilöityjä varauksia, loveuksia ja aukkoja. Tuotteen valmistusaika voidaan myös tehdasolosuhteissa saattaa minimiin kontrolloimalla sisäilman lämpötilaa, ilmankosteutta ja erilaisilla jälkihoitomenetelmillä. Käsittelyyn käytetään esimerkiksi lämmitettyä valualustaa ja höyrykarkaisua. (2, s. 456.)

2.4.2 Jälkijännittäminen

Jälkijännitys ja sen ankkurointi tehdään betonirakenteen massan kovettumisen jälkeen. Jänneet asetetaan muottiin ennalta määrättyssä kulmassa ja asennossa ennen betonin valua. Jänneiden ympärillä on suojaputki kuvan 6 mukaisesti, joka estää jänneiden ja betonin välisen tartunnan. Näin jänneet pääsevät liikkumaan vapaasti putken sisällä jännittämisen aikana. Putket voidaan asentaa myös tyhjinä rakenteeseen ja jänneet viedä putkien läpi betonirakenteen kovettuttua. Jännittäminen tehdään sitä varten erityisesti suunnitelluilla hydrauliiikkalaitteilla. (3, s. 623.)



KUVA 6. Jälkijännitetyn rakenteen periaate (2, s. 550)

Jälkijännitettyjä elementtirakenteita on mahdollista valmistaa myös valvotuissa tehdasolosuhteissa. Yleisesti kokonsa puolesta maanteitä pitkin kuljetettavaksi liian suuret rakenneosat valmistetaan työmaalla. Esijännitysmenetelmän mukaisilla kitkapunoksilla voidaan tuottaa taas kuljetettavaksi kelpaaviin elementteihin tarvittava taivutusjännitys. Jälkijännitysmenetelmä on kaikkein tehokkain suurissa, huomattavan pitkiä jännevälejä ja -kenttiä vaativissa rakenteissa. (2, s. 454 ja 549.)

3 JÄLKIJÄNNITTÄMINEN

Jälkijännitysmenetelmiä käytetään yleisesti paikallavalurakentamisessa. Jälkijännittämisen valinta merkitsee suurempia kuormituskenttiä, joustavuutta LVIS-suunnitteluun, kevyempiä rakenteita ja pienempiä rakennekorkeuksia. Rakennesuunnittelijalle jälkijännittäminen merkitsee myös pieniä taipumia, halkeilematonta vesitiivistä rakennetta ja suuria liikuntasaumavälejä. (1, s. 2–3.)

3.1 Jälkijännitysmenetelmät

Jälkijännittämismenetelmät voidaan jakaa alaluokkiin tartunnallisten ja tartunnattomien jänneerästen perusteella. Molemmissa menetelmissä on omat etunsa ja niitä sovelletaan rakennuskohteissa niiden tarjoamien eri ominaisuuksien perusteella. Jälkijännitysrakenteissa käytetään aina niissä käytettäville jännepunoksille erityisesti suunniteltuja ankkurilaitteita. Tämän vuoksi kyseisiä rakenteita kutsutaan myös ankkurijännerakenteiksi. (3, s. 624.)

3.1.1 Tartunnallinen menetelmä

Tartunnallisessa menetelmässä jännepunosten jännittämisen ja ankkuroinnin jälkeen punosten suojausputket täytetään juotoslaastilla. Laastin tehtävänä on välittää tartuntavoimat kaapelilta betonirakenteelle niiden välisen kitkan avulla. Juotoslaasti vähentää myös jänteiden korroosioitumista ja parantaa rakenteen halkeilukestävyyttä. (3, s. 624.)

3.1.2 Tartunnaton menetelmä

Tartunnattomassa menetelmässä jänneputki täytetään vaseliinilla tai muulla kitkaa vähentävällä rasvalla ja jännevoima vaikuttaa rakenteeseen suoraan rakenteen päätylohkoissa ankkurointilaitteiden kautta. Jänteiden suojausputkien rasvauksen lisäksi tartunnattomat punokset pinnoitetaan vaseliinilla tai bitumimassalla ja ne päällystetään vesitiiviillä paperilla tai taipuisalla muoviputkella, jonka jälkeen ne asennetaan sellaisenaan valumuottiin. Punokset jännitetään hydraulikkatunkilla samalla tavalla kuin tartunnallisessa menetelmässä, mutta kitkavoimat pyritään minimoimaan punosten ja

suojaputken välillä. Kun punokset asennetaan rakenteeseen kaarevasti ja jännitetään, pyrkivät jänneet suoristumaan. Näin ollen ne luovat rakenteeseen nostovoimia eli niin sanottuja ohjausvoimia. (3, s. 624.)

3.2 Käyttökohteet

Tartunnallista menetelmää sovelletaan rakenteissa, joissa rakenteen jatkuvuus ei ole merkittävä. Tällaisia kohteita ovat esimerkiksi yksi- tai kaksiaukkoiset palkit, jotka voidaan jännittää lyhyemmillä punoksilla. Näin saadaan hyödynnettyä myös injektointilaastin suojaava vaikutus, joka pidentää rakenteen elinikää.

Tartunnaton menetelmä on suosituin ja kustannustehokkain kohteissa, joissa edellytetään useampia laattakenttiä tai rakenteen jatkuvuutta. Jatkuvuuden käyttö tulee edellytykseksi, kun jännekenttien momenteilla on huomattava merkitys rakenteen kokoon. Punosten välittämän jännevoiman kulku voidaan järjestää usealla eri tavalla, kun jännevoiman sijainnilla on suuri merkitys rakenteen poikkileikkauksessa. (3, s. 624.)

3.2.1 Palkit

Elementteinä valmistettavissa jännepalkeissa hyödynnetään yleisesti esijännitysmenetelmiä, mutta kun palkin poikkileikkauksen suuruus ja paino tulevat määrääviksi, voidaan niitä tuottaa rakennuskohteisiin myös jälkijännittämällä. Yksittäisissä palkeissa, joissa ei ole yläpinnassa laippaa, kaikkein paras vaihtoehto on tartunnallinen jälkijännitysmenetelmä. Kun palkki tukee suurempaa laattakenttää ja rakenteen jatkuvuus on määräävä muuttuja rakenteen suunnittelussa, sovelletaan ankkurijännemenetelmiä. (3, s.624–626.)

3.2.2 Laattakentät

Tekniikkaa käytetään yleisesti jatkuvissa laattakentissä, kun kyseeseen tulevat pitkät jännevälit ja rakenteeseen syntyvillä taivutusmomenteilla on huomattava merkitys suunniteltavan laattarakenteen paksuuteen. Jännevoima jatkuvissa rakenteissa voidaan tuottaa monin tavoin, samoin kuin jännevoiman sijainti rakenteen poikkileikkauksen eri kohdissa. Jatkuvien rakenteiden jänneet ovat

poikkeuksetta kaarevia, ellei kyseessä ole valmisosarakenne. Laattakenttiä voi olla peräkkäin jopa kymmenen, ja jännevälit voivat olla useita kymmeniä metrejä. (3, s. 624.)

3.3 Betoni

Betonin valinta on erittäin tärkeä osa jälkijännitetyn rakenteen suunnittelua. Betonin tulee kestää jännittämisen ja ulkoisen kuormituksen aiheuttamat jännitykset sekä antaa betoniteräksille kestävä suojaava vaikutus. Valinnassa on huomioitava myös rakenteen pakkasrasitukset, kemialliset rasitukset ja onnettomuustilanteet, kuten palotilanne. Lisäksi betonin valintaan vaikuttaa oleellisesti siihen kehittyvä puristuslujuus, puristuslujuuden kehityksen nopeus, kutistuma ja viruma ominaisuudet. Näihin muodonmuutoksiin voidaan olennaisesti vaikuttaa säätämällä betonin

- A. runkoaineominaisuuksia
- B. sementin laatua
- C. maksimi raekokoa
- D. vesi-sementtisuhdetta
- E. jälkihoitoa
- F. ympäristön kosteutta ja lämpötilaa (3, s. 612).

Jännitettyjä rakenteita suunniteltaessa olennaista on myös betoniin kehittyvä puristuslujuus. Etenkin raskaasti jännitetyissä rakenteissa tulee muistaa, että taivutusjännityksessä syntyvä puristusjännitys betoniin ei saa ylittää sallittua puristusjännitystilaa. (4, s. 39.)

3.3.1 Betonin lujuusominaisuudet

Kovettunut betoni on yhdistelmämateriali, joka koostuu pääasiassa runkoaineesta ja sementtikivestä. Sementtiliima toimii runkoaineen sideaineena ja runkoaineen rakeiden välitilan täyttäjänä. Betonin tärkein rakennetekninen ominaisuus on kestää puristusrasitusta. (4, s. 33.) Rakenteiden mitoituksessa betonin lujuus määräytyy euronormin määrittämän C lujuusluokan perusteella. C tarkoittaa englannin kielen sanaa cylinder, jonka jälkeen seuraava

numeroyhdistelmä tarkoittaa betonin lieriölujuuden ja kuutiolujuuden ominaisarvoa ($f_{ck}/f_{ck,cube}$). Arvot vastaavat tuotannon 5 %:n fraktiilia ja ovat esitettyinä taulukossa 1. (4, s.35.)

TAULUKKO 1. Betonin euronormin mukaiset lujuusluokat (4, s. 35)

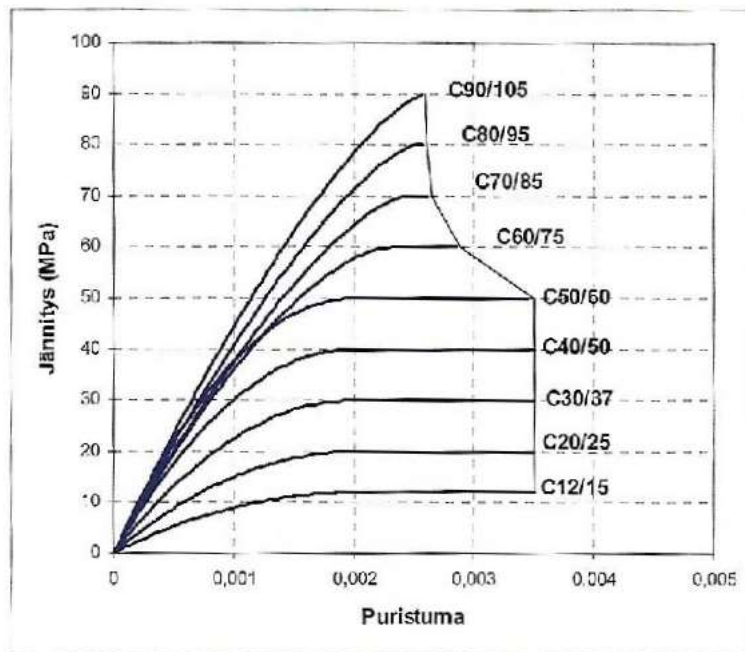
Lujuusluokka	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50
Lujuusluokka	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} (MPa)	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	55	60	67	75	85	95	105

Betonin lujuusominaisuuksiin vaikuttaa oleellisesti sen ikä ja lujuuden kehitykseen reseptissä käytetty sementti ja ympäristön lämpötila. Jälkijännitettujen rakenteiden ollessa yleisesti paikallavalurakenteita tulee tämä huomioida etenkin Suomen talvisissa olosuhteissa. Lujuuden kehitys hidastuu erittäin voimakkaasti lämpötilan pudotessa alle 0 °C ja käytännössä pysähtyy -10...-15 °C:ssa (2, s. 347). Jännitystilanteessa betoniin syntyvän jännityksen tulee olla 60 % puristuslujuudesta (13, s. 7). Jännitystyön aikana betonin on oltava vähintään +5 °C lämpötilassa, ja ympäristön lämpötila ei saa olla alle -10 °C (13 s. 49). Lämpötilaan voidaan nostaa lämpökäsittelyllä, kuten esimerkiksi lämmitettyjen muottien ja massan, infrapunasäteilyn ja valuun asennettavien lämpölankojen avulla. Muotit ja valettu massa voidaan myös lämpösuojata. (2, s. 378–383.)

Betonin lujuudenkehitykseen vaikuttaa huomattavasti valittu sementtityyppi ja tämä on huomioitu myös eurokoodin mukaisessa laskennassa. Sementtityyppejä on hitaastikovettuva (S), normaalistikovettuva (N) ja rapid-erikoisluja (R). Hitaasti kovettuva (S) vastaa lujuusluokan CEM 32,5 N sementtiä, normaalisti kovettuvia (N) lujuusluokan CEM 32,5 R ja CEM 42,5 N sementit ja nopeasti kovettuvia lujuusluokan CEM 42,5 R, CEM 52,5 N ja CEM 52,5 R sementit. (10, s. 29.)

3.3.2 Jännitys-muodonmuutosriippuvuus

Betonin jännitys-muodonmuutosriippuvuus on suoraviivainen jännitystasolle $0,3-0,4 f_c$ saakka. Jännityksen kasvaessa muodonmuutokset kasvavat tämän jälkeen nopeammin ja riippuvuutta kuvaava jännitys-muodonmuutoskäyrä pyöristyy kuvan 7 mukaisesti. Ennen betonin murtumista betonissa tapahtuu sisäistä halkeilua ja muodonmuutoksia. Korkealujuusbetonilla epälineaariset muodonmuutokset ovat vähäisempiä. (4, s. 39.)



KUVA 7. Betonin jännitys-muodonmuutosriippuvuus lujuusluokittain (4, s. 41)

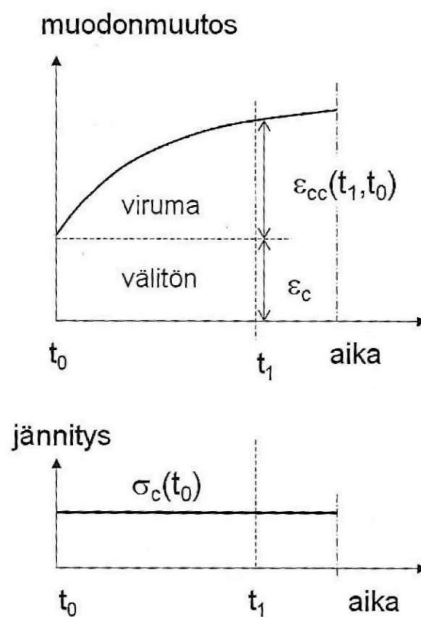
Maksimijännityksellä f_c kappaleen muodonmuutokset keskittyvät murtovyöhykkeille. Jännitys-muodonmuutos käyrän muoto riippuu materiaaliominaisuuksien lisäksi koekappaleen mitoista ja mittaustekniikasta. (4, s. 39.) Eurokoodin 1992-1-1 taulukossa 3.1 on esitetty eri lujuusluokkien betonin pintakeskiön puristuma ϵ_{c2} ja murtopuristuma ϵ_{cu2} , jotka on kirjattu tämän työn taulukkoon 2.

TAULUKKO 2. Betonin puristuma ja murtopuristuma lujuusluokittain (10, s. 30)

Betonin lujuusluokka						
f_{ck} (MPa)	12 – 50	55	60	70	80	90
ϵ_{c2} (‰)	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cu2} (‰)	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

3.3.3 Viruma

Viruma on venymän kaltainen muodonmuutos, joka tapahtuu kuormitetussa betonissa ajan funktiona. Käytännössä viruma ilmenee rakenteen lisääntyvänä taipumana. Taipumat voivat kasvaa jopa 3-kertaisiksi välittömään taipumaan verrattuna kymmenissä vuosissa kuvan 8 mukaisesti. Viruman katsotaan yleisesti olevan haitallinen ilmiö, mutta staattisesti määräämättömissä rakenteissa se voi pienentää jännityshuippuja ja vähentää halkeilua. Virumaan vaikuttaa betonin ikä, lujuusluokka, ympäristön suhteellinen kosteus, rakenteen mitat ja jännityksen suuruus ja kesto. (4, s. 43–44.)



KUVA 8. Betonin viruman aiheuttama muodonmuutos ajan funktiona (4, s. 44)

Virumaluvun arvot loppuvirumalle ovat tavallisesti lähellä arvoa 2. Viruma voidaan määrittää taulukkomitoituksella tai eurokoodin kaavoilla. Viruma on lineaarista, jos puristuslujuuden ominaisarvo ei ylitä arvoa $0,45 f_{ck}$. Jännityksen ylittyessä pitää virumalukua kasvattaa eurokoodissa annetuilla kaavoilla. Virumaa voidaan pienentää siirtämällä kuormitusaikaa myöhemmäksi, nopeuttamalla betonin sitoutumista tai kasvattamalla lujuusluokkaa. (4, s. 45.) Eurokoodin laskukaavat on esitetty luvussa 4.7.2.

3.3.4 Kutistuma

Kutistuma on yksi betonin perusominaisuuksista. Betoni kutistuu sen kuivuessa ja kovettuessa. Kutistuminen aiheutuu kuivumisen ja hydrataatioreaktion aiheuttamasta rakenteen tilavuuden muutoksesta. Kutistuma koostuu kuivumiskutistumasta ja sisäisestä kutistumasta. (4, s. 47.)

Kuivumiskutistuma ϵ_{sd} johtuu betonin huokosista haihtuvasta vedestä. Veden poistuessa sementtikivi pakkautuu lähemmäs toisiaan ja betonin tilavuus pienenee. Kuivumiskutistumaan vaikuttaa vesisementtisuhde, rakenteet mitat ja ympäristön suhteellinen kosteus. Kutistuma on suuri, kun vesisementtisuhde on suuri. Alhainen lujuusluokka tuottaa myös suuremman kutistuman. On myös huomioitava, että massiiviset rakenteet kutistuvat vähemmän kuin ohuet rakenteet. Kosteassa ympäristössä kutistuma on myös pienempää, mikä voidaan huomioida rakenteiden jälkihoidon yhteydessä kostuttamalla rakenteen pintaa, käsittelemällä se erilaisin jälkihoitoainein tai suojaamalla pinta esimerkiksi kuivalta ilmalta. Kuivumiskutistuma voi alhaisilla lujuusluokilla ja kuivassa ympäristössä olla yli 0,5‰. (2, s. 332; 4, s. 47.)

Sisäinen kutistuma ϵ_{ca} johtuu sementin hydrataatiotuotteiden pienemmästä tilavuudesta verrattuna reaktioon osallistuvien tuotteiden tilavuuteen. Sementin määrän ollessa suuri on myös sisäinen kutistuma suuri. Sisäinen kutistuma kehittyy hydrataation mukana ja tapahtuu valun jälkeisinä päivinä. Sisäinen kutistuma on enimmillään alle 0,2‰. (4, s. 47.)

Kokonaiskutistuma on kuivumiskutistuman ja sisäisen kutistuman summa. Kutistuma aiheuttaa betonirakenteissa halkeiluriskin ja se tulee huomioida

suurissa kuivumaan pääsevissä pinta-aloissa ja etenkin pääsääntöisesti toispuoleisesti kuivuivissa rakenteissa. Kutistuminen aiheuttaa betoniin pakkojännityksiä, joka aiheuttaa betoniin huomattavia vetojännityksiä. Jos vetolujuus ylittyy, betoni halkeaa. (3, s. 348.) Vähän raudoitetuissa betonirakenteissa kutistuma keskittyy muutamiin halkeamiin ja halkeamaleveys voi kasvaa suureksi. Kutistumaa voidaan vähentää raudoittamalla betonia tiheämmin ja laadukkaalla suunnittelulla ja jälkihoidolla. (4, s. 47–48.) Eurokoodin laskukaavat on esitetty osiossa 3.7.2.

3.3.5 Halkeilu

Betonirakenne halkeaa vetojännityksen ylittäessä betonin vetolujuuden. Vetojännitys johtuu ulkoisista kuormista tai sisäisistä pakkovoimista, kuten kutistumasta ja virumasta. Kuormituksen aiheuttama halkeilu tapahtuu tavallisesti heti kuormituksen alkaessa. Pakkovoimista johtuvaa halkeilua voidaan rajata laadukkaalla jälkihoidolla ja betonimassan koostumuksella. Eurokoodi asettaa halkeamilla rajoituksia taulukon 3 mukaisesti pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän mukaan. Tämä on tärkeää rakenteen säilyvyyden ja esteettisten ominaisuuksien vuoksi. Halkeamat nopeuttavat esimerkiksi raudituksen korroosion käynnistymistä. Kloridolosuhteissa halkeamaleveyden rajaamisella pyritään estämään kloridien pääsy rakenteen sisään. (4, s. 208–209.)

TAULUKKO 3. Halkeamaleveyden suositusarvot (10, s. 118)

Rasitusluokka	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut tartuntajännerakenteet – w_{max} (mm) – tavallinen kuormitusyhdistelmä
X0, XC1	0,2
XC2, XC3, XC4	0,2
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	Vetojännityksetön tila
<p>HUOM. 1 Rasitusluokkien X0, XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen ja tämä raja on asetettu, jotta tavallisesti saavutetaan kelvollinen ulkonäkö.</p> <p>HUOM. 2 Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännityksiä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.</p>	

3.3.6 Rasitusluokat

Erilaiset ympäristön vaikutukset rakenteisiin on luokiteltu rasitusluokiksi. Rasitusluokkien perusteella voidaan valita vaatimukset betonin laadulle, sekä rakenteen halkeilun raja-arvolle ja betonipeitteen vähimmäispaksuudelle. Rasitusluokka määrittää myös betonilta vaaditun vähimmäislujuusluokan. Rasitusluokat on määritetty standardissa SFS-EN 206-1 sekä esitetty eurokoodissa 1992-1-1 ja taulukoitu tässä työssä taulukkoon 4. (4, s. 61.)

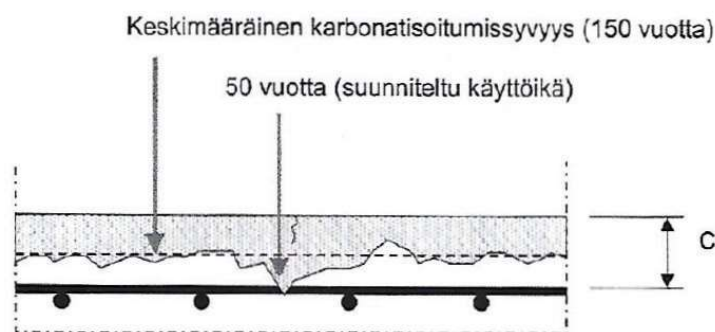
TAULUKKO 4. Betonirakenteiden ympäristöolosuhteiden luokitus. (2, s. 253)

Pääloukka	Rasitustekijä	Alaluokan merkintä	Olosuhdekuvaus
X0	Ei korroosioriskiä betonille tai raudoitukselle	X0	Betoni sisätiloissa, jossa ilman kosteus on hyvin alhainen
XC	Karbonatisoituminen	XC1	Kuiva tai jatkuvasti märkä
		XC2	Kostea, harvoin kuiva
		XC3	Kohtalaisen kostea
		XC4	Jaksollinen kastuminen ja kuivuminen
XD	Kloridien aiheuttama korrosio	XD1	Kohtalaisen kostea
		XD2	Kostea, harvoin kuiva
		XD3	Kostea ja kuiva vaihtelevat
XS	Merivedessä olevien kloridien aiheuttama korrosio	XS1	Betonia rasittavat tuulen mukana tulevat kloridit, ei suoraa kosketusta veteen
		XS2	Veden alla
		XS3	Vesirajassa ja roiskevyöhykkeellä
	Jäätymis-/sulamisrasitus	XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita
		XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita

XF	Jäätymis-/sulamisrasitus ja suolarasitus	XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet
		XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet
XA	Kemiallinen rasitus	XA1	Kemiallinen heikosti aggressiivinen ympäristö
		XA2	Kemiallisesti kohtalaisesti aggressiivinen
		XA3	Kemiallisesti voimakkaasti aggressiivinen ympäristö

3.3.7 Käyttöikä

Suomessa betonirakenteille asetetaan käyttöikävaatimukset. Käyttöikään vaikuttaa betonin kyky kestää ilman hiilidioksidin aiheuttamaa karbonatisoitumista, pakkasta ja erilaisia kemikaaleja. Karbonatisoitumisen eteneminen betonirakenteessa on esitetty kuvassa 9. Betonin suojabetonilla ja koostumuksella voidaan säädellä rakenteen käyttöikää. Esimerkiksi tiivisbetoni kestää karbonatisoitumista paremmin kuin huokoinen betoni. (4, s. 60.)



KUVA 9. Karbonatisoitumisen eteneminen (4, s. 61)

Käyttöikä teräsbetonirakenteille voidaan mitoittaa taulukon 5 mukaisesti tai mitoittaa By 51 esitetyillä mitoitusohjeilla. Yleisesti käyttöikävaatimukseen päästään riittävällä suojabetonin määrällä. Jännebetonirakenteen punosten suojaus vaikuttaa myös rakenteen käyttöikään. (4, s.61.)

TAULUKKO 5. Yleisesti käytettyjä rakenteiden suunnittelukäyttöikä (4, s. 60)

Rakennuksen ja rakenteiden tyyppi	Asuinrakennus Normaalitaso	Asuinrakennus PLUS-taso	Toimistorakennus Normaalitaso	"Monumentaali", rakennus	Pysäköintitalo, kylmä rakenne
Rakennus	50 v	100 v	50 v	200 v	50 v
Perustukset	100 v	100 v (200 v)	100 v	200 v	100 v
Kantava runko (sisä rakenteet)	100 v (200 v)	200 v	100 v (200 v)	200 v	-
Kantava runko (ulkorakenteet)	-	-	-	-	50 v

3.3.8 Betonipeite

Kun tiedetään rakennuksen käyttöikä ja -ympäristörasitukset, voidaan näiden tietojen perusteella määrittää betonipeitteen vähimmäispaksuus.

Palonkestovaatimukset asettavat betonipeitteelle myös omat vaatimuksensa, mutta yleensä nämä vaatimukset täyttyvät vaaditun rasitusluokan ja käyttöiän mukaan. Suojabetonin mitoitus voidaan tehdä yksinkertaistetusti By 211 osa 1:n esimerkin mukaisesti. (4, s. 71–73.) Palonkeston vaatimukset esitetty luvussa 4.1.6, taulukossa 16. Betonipeitteen vähimmäisarvo lasketaan kaavalla 1 (4, s. 71).

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}, c_{min,dur}, 10 \text{ mm}\} \quad \text{KAAVA 1}$$

missä

c_{min} = betonipeitteen vähimmäisarvo

$c_{min,b}$ = tartunnan mukainen betonipeitteen vähimmäisarvo

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

$$c_{min,b} = \max\{\emptyset_p - \emptyset_h, \emptyset_h\}$$

KAAVA 2

missä

$c_{min,b}$ = tartunnan mukainen betonipeitteen vähimmäisarvo

\varnothing_h = leikkaushakojen halkaisija

\varnothing_p = vetoterästen halkaisija

$c_{min,b}$ -arvo jänneteräksillä on suojaputken halkaisija tai suorakaiteen muotoisen suojaputken pienempi sivumitta tai puolet suuremmasta sivumitasta.

Suojaputkilla oletetaan olevan alle 80 mm:n halkaisija tai sivumitta.

Suosittelusta suojabetonin arvosta $c_{min,b}$ voidaan poiketa, kun käytetään hyväksyttyä käyttöikämitoitusta. (10, s. 50; 20, s. 5.)

Ympäristöolosuhteiden mukainen vaatimus $c_{min,dur}$ tehdään taulukkomitoituksena erilaisten rakenteisiin vaikuttavien suunnittelukriteerien mukaan. Taulukot ja niihin liittyvät yksityiskohdat on esitetty standardissa SFS-EN 1992-1-1. Suositeltava lähtökohtainen vaatimusluokka on S4, kun suunniteltu käyttöikä on 50 vuotta. Mitoitus tehdään eurokoodin mukaan taulukkojen 6-8 avulla. (10, s. 50.)

TAULUKKO 6. Rakenteen vaatimusluokitus (10, s.50)

Vaatimusluokka							
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 2 mukaan						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
100 vuoden suunniteltu käyttöikä	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla	luokan nosto 2:lla
Lujuusluokka	≥ C30/37 luokan lasku 1:llä	≥ C30/37 luokan lasku 1:llä	≥ C35/45 luokan lasku 1:llä	≥ C40/50 luokan lasku 1:llä	≥ C40/50 luokan lasku 1:llä	≥ C40/50 luokan lasku 1:llä	≥ C45/55 luokan lasku 1:llä
Laattamainen rakenneosa (työtapa ei vaikuta raudoituksen sijaintiin)	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä
Betonin valmistuksen erityinen laaduntarkastus varmistettu	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä	luokan lasku 1:llä

TAULUKKO 7. Vaadittava betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,dur}$ betoniteräksille
(10, s. 51)

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm)							
Vaatimusluokka	Rasitusluokka taulukon 2 mukaan						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

TAULUKKO 8. Vaadittava betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,dur}$ jänneteräksille
(10, s. 51)

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm)							
Vaatimusluokka	Rasitusluokka taulukon 2 mukaan						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Suomen kansallisessa liitteessä on määritetty yksinkertaisempi menettely ympäristöolosuhteista johtuvan betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukseen, joka korvaa Suomessa yllä esitetyn vaatimusluokkaan pohjautuvan menettelyn. Kansallisen liitteen taulukkoa voidaan käyttää, kun käyttöikä on 50 vuotta (20, s. 5). Taulukossa 9 on esitetty taulukon vaatimukset.

TAULUKKO 9. Vaadittava betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,dur}$ kansallisen liitteen mukaisesti (20, s. 5)

	Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm)							
Vaatusluokka	Rasitusluokka taulukon 2 mukaan							
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 / XS2 / XS3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Betonin lujuusluokka \geq	C20/25	C30/37	C35/45	C35/45	C35/45	C40/50	C35/45	C45/55
	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

Betonipeitteen nimellisarvo c_{nom} saadaan lisäämällä betonipeitteen vähimmäisarvoon rakenteen toteutuksen toleranssiin liittyvä suunnittelussa huomioitava sallittu mittapoikkeama Δc_{dev} kaavan 3 mukaisesti (4, s. 72). Yleisesti Δc_{dev} arvo on 10 mm toteutustavasta riippuen ja vähintään 5 mm (10, s. 52).

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

KAAVA 3

Eurokoodissa 1992-1-1+A1+AC esitetään myös tarkennettu betonipeitteen laskentaohje, jossa otetaan huomioon myös termit $\Delta c_{dur,y}$, $\Delta c_{dur,st}$ ja $\Delta c_{dur,add}$. Termi $\Delta c_{dur,y}$ on niin sanottu lisävarmuustermi, jonka suositusarvo Suomessa on 0 mm. Ruostumattomia teräksiä käytettäessä voidaan betonipeitteen paksuutta pienentää termillä $\Delta c_{dur,st}$, jonka suositusarvo on myös Suomessa 0 mm. Lisäsuojattua pinnoitettua betonia käytettäessä voidaan betonipeitettä myös pienentää $\Delta c_{dur,add}$ arvolla, jonka suositusarvo myös 0 mm. (10, s. 51.)

3.3.9 Valumuotit

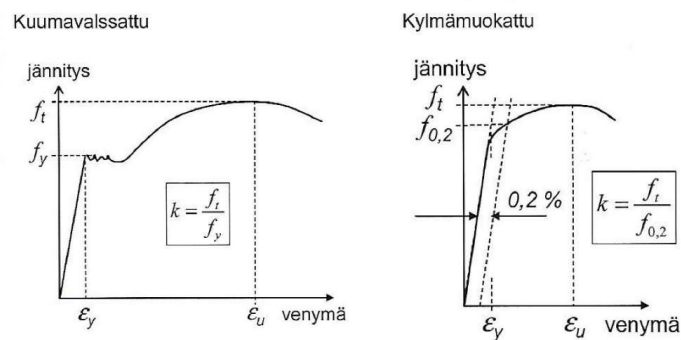
Palkkien ja laattakenttien reunapalkkien muotteja valmistetaan yleisesti sahatavarasta tai vanerista. Muotti voidaan valmistaa irtotavarasta työmaalla, mutta käytössä on myös valmismuottikalustoa. Holvimuottijärjestelmiin liittyvillä palkkimuoteilla voidaan palkin ja holvin betonointi suorittaa samanaikaisesti. (2, s. 226–227.)

Jälkijännitetyissä rakenteissa käytetään yleensä valmismuotteja paremman valupinnan takaamiseksi. Palkkimuotit tehdään itsekantaviksi tai sidotaan välipohjamuotteihin. (2, s. 227.) Palkkimuottien tuenta ja mitoitus on syytä huomioida etenkin pitkillä jänneväleillä ja suurilla palkin poikkileikkauksilla palkin omapainon ja jännitystyön takia. Jälkijännitetyissä palkeissa päätylohkoissa on myös huomioitava niin sanotut ampumisreiät punoksia varten ja jännityskaluston tilantarve.

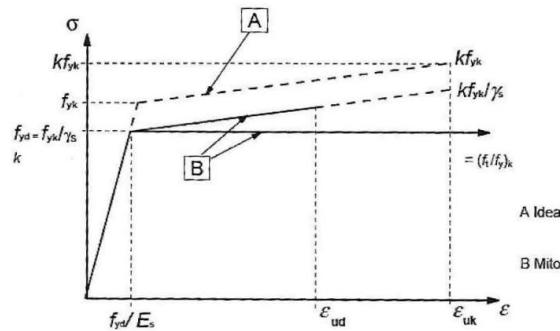
3.4 Betoniteräkset

Betoniterästen voidaan yleisesti sanoa olevan betonirakenteiden raudoitukseen tarkoitettuja terästankoja, joiden pintaan on valssauksen yhteydessä muovattu harjoja, jotka parantavat tartuntaa tangon ja betonin välillä. Tästä syystä betoniteräksiä sanotaan myös harjatangoiksi. Betoniteräksiä valmistetaan sekä kuumavalssaamalla että kylmämuokkaamalla. (4, s. 48.)

Betoniteräksiä valmistetaan tankopaksuuksina 6–40 mm ja tankojen varastopituudet ovat noin 12 m. Työmaalle tangot toimitetaan tavallisimmin 6 m:n pituisina. Eurokoodisuunnittelussa betoniterästen tulee olla standardin SFS-EN 10080 mukaisia. Betoniteräkset luokitellaan myötölujuuden ominaisarvon perusteella lujuusluokkiin 400, 500, 600 ja 700 MPa. Myötölujuuden ominaisarvo vastaa tuotannon 5 %:n fraktiilia. Kuumavalssattujen ja kylmämuokattujen betoniterästen jännitys-venymäriippuvuus on esitetty kuvassa 10 ja idealisoitu jännitysvenymäriippuvuus kuvassa 11. (4, s. 48–49.)



KUVA 10. Kuumavalssatun ja kylmämuokatun tangon jännitys-venymäriippuvuus (4, s. 49)



KUVA 11. Kuumavalssatun ja kylmämuokatun tangon jännitys-venymäriippuvuus (4, s. 50)

Betoniterästen tärkeimpiä suunnittelussa käytettäviä ominaisuuksia ovat myötöraja f_y , 0,2-raja $f_{0,2}$ ja murtolujuus f_u . Rakenteita mitoitettaessa terästen venymä pidetään kimmoisella alueella sallimatta plastisoitumista.

Myötölujuuden ominaisarvosta lasketaan raudoituksen mitoituslujuus f_{yd} , joka takaa terästen kimmoisella alueella pysymisen. Kuumavalssatuilla teräksillä on tavallisesti silmämääräisesti huomattava myötöraja, kun taas kylmämuokatut teräkset myötäävät vähemmän. (4, s. 49.)

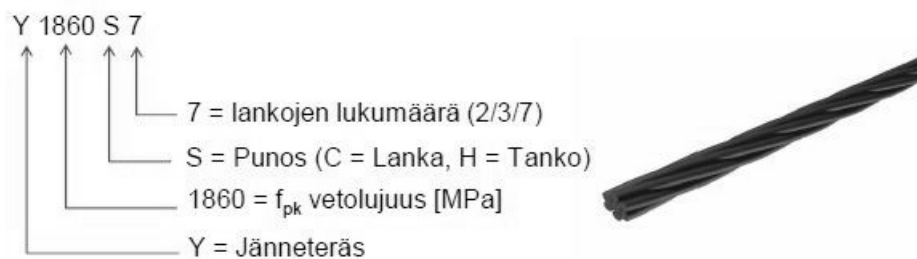
Suunnittelussa on mahdollista hyödyntää kylmämuokattujen tankojen pieneppää siirtymää kuumavalssattuihin tankoihin verrattuna. Rakenteen sitkeyden kannalta keskeinen ominaisuus on murtolujuuden ja myötölujuuden välinen suhde k ja kokonaisvenymä ϵ_u . Näiden suureiden perusteella teräkset luokitellaan sitkeysluokkiin A, B ja C taulukon 10 mukaisesti, joista luokan C teräs on sitkein. (4, s. 49.)

TAULUKKO 10. Betoniterästen sitkeysluokat (4, s. 50)

Vaatimus	Sitkeysluokat		
	A	B	C
k (min)	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
k (max)	-	-	$\leq 1,35$
ϵ_u (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

3.5 Jänneteräkset

Jännittämiseen käytetään esijännitystankoja (H), esijännityslankoja (C) ja punoksia (S). Lankojen tunnuksissa ilmoitettava numerotunnus tarkoittaa punoksen nimellistä vetolujuutta. Jänneterästen nimeämisohje on esitetty kuvassa 12. Eurokoodimitoituksessa punosten on täytettävä standardin SFS 1265 mukaiset vaatimukset. Lähitulevaisuudessa julkaistava EN 10138 sisältää osiot 1-4, jotka käsittävät kaikki jänneteräkset. Lain perusteella voidaan hyväksyä myös muitakin jännepunoksia kuin vain SFS:n standardissa 1265 hyväksymät punokset. EN 10138 voimaantuloon asti jänneterästen tuotehyväksyntä tapahtuu by:n myöntämän varmennetun käyttöselosteen By 2 B:n muodossa. (16, s. 13.) Jänneteräksiin liittyvät kitkahäviöt on käsitelty luvussa 3.5.7.



KUVA 12. Jänneterästen nimeäminen (16, s. 13)

3.5.1 Langat

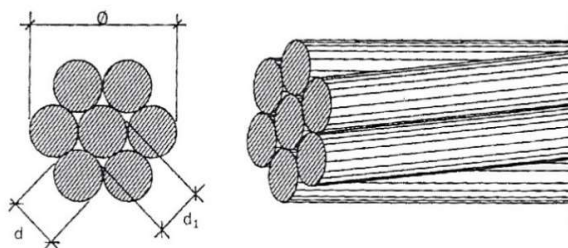
Teräslanka voidaan määritellä yleisesti korkealujuuksiseksi kylmämuokatuksi teräkseksi. Lanka määritellään SFS:n standardin 1265 osan 1 mukaan terästuotteeksi, joka on yhtenäisenä jatkuva pituus ETA:n normien mukaan valmistettua teräskelaa. Teräksen tulee olla valmistettu samasta materiaalista, mutta se voi olla jatkettu lämmittämällä ja valssaamalla yhteen enintään kahdesta eri valmistuserästä lankaa. (9, s.13.) Lankoja on halkaisijoiltaan 3–10 mm. Langat toimitetaan kiepeillä ja pintoja on sileitä tai kuvioituja (3, s. 68).

TAULUKKO 11. Esijännityslangat. (6, s. 7)

Teräslaji (N/mm ²)	Langan halkaisija \varnothing (mm)
C1670	9,4 mm, 9,5 mm ja 10 mm
C1770	6,9 mm, 7 mm, 7,5 mm ja 8 mm
C1870	3,2 mm, 5 mm ja 6 mm

3.5.2 Punokset

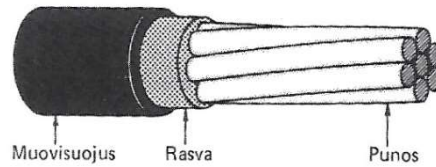
Teräspunokset valmistetaan teräslangoista. Ominaisia jännityksessä käytettäviä jänneteräksiä ovat yksipunosjätteet, monilankajätteet ja monipunosjätteet. Hyväksytyjä poikkileikkauskokoja on yhteensä 7 ja näistä 4 on niin sanottuja vakiopunoksia ja 3 erikoispunoksia. Punoksen pintaan jäävät langat voivat olla kuvioituja tai sileitä. Suomessa käytettävät jännepunokset ovat 7-lankaisia kuvan 13 mukaisesti ja niiden ominaisuuksille on SFS:n standardi 1265. (6, s. 7.)



KUVA 13. 7-lankainen jännepunos (6, s. 6)

Kuvioituja punoksia kutsutaan nimellä STD-P. Näitä punoksia käytetään kuvioiden tuoman paremman betonin ja punoksen välisen tartunnan mukaisesti tartunnallisissa jälkijännittämismenetelmissä ja esijännitysmenetelmissä. Sileät punokset ovat nimeltään STD ja näitä punoksia käytetään tartunnattomissa menetelmissä. Tartunnattoman jälkijännitettävän betonirakenteen jätteet tulee suojata korroosiota vastaan peittämällä jänneteräs HDPE-muovilla ja korroosiosuojarasvalla jätteiden koko matkalta kuvan 14 mukaisesti. Rasvan tehtävä on myös vähentää punoksen ja suojaputken välistä kitkaa. Vaatimukset

on esitetty ETAG 013 dokumentissa. Hyväksytyt punospoikkileikkaukset on esitetty taulukossa 12. (12, s. 16.)



KUVA 14. Tartunnaton jännepunos (2, s. 553)

TAULUKKO 12. SFS 1265 mukaiset punostyytit (6, s. 7)

Punostyyppi	Halkaisija D_a mm	Nimellisen poikkileikkauspinta-ala S mm^2	Pituus massa m kg/m	Lujuusluokka		Vähimmäisvoimat		Kokonais- tasavenny- mä A_m min %	Kimmomoduuli E_p kN/mm ²	Relaksaatio $t=1000\text{h}$ $F_o =$	
				0,2-raja $R_{p0,2}$ N/mm ²	Murtolu- us R_m N/mm ²	0,2-voima $F_{p0,2}$ min kN	Murtovoima F_m min kN			0,6 F_m max %	0,7 F_m max %
Vakiopunos	6,4	25	0,196	1570	1770	39,3	44,3	3,5	195±10	1,0	2,5
	9,3	52	0,408	1570	1770	81,6	92,0	3,5	195±10	1,0	2,5
	12,5	93	0,730	1570	1770	146	165	3,5	195±10	1,0	2,5
	15,2	139	1,090	1470	1670	204	232	3,5	195±10	1,0	2,5
Erikoispuunos	9,6	55	0,432	1630	1860	89,7	102,3	3,5	195±10	1,0	2,5
	12,9	100	0,785	1630	1860	163	186	3,5	195±10	1,0	2,5
	15,7 ¹⁾	150	1,178	1570	1770	236	266	3,5	195±10	1,0	2,5

Taulukossa olevat lujuusluokka-arvot R on saatu jakamalla vastaavat vähimmäisvoimat nimellisellä poikkipinta-alalla S.

¹⁾ Valmistetaan vain sileistä langoista

3.5.3 Tangot

Terästankoja voidaan käyttää myös jännityksen luomiseen betonirakenteissa niiden kimmoisen venymisen ansiosta. Jännetyypinä tangot edustavat yksitankojänteitä. Käytettäville tangoille ominaista on korkea myötölujuus.

Tankojen ankkurointi voidaan tehdä yksinkertaisesti kierteistämällä sen päät ja asentamalla niihin ankkurointikappaleet, kuten esimerkiksi mutterit. (2, s. 554.)

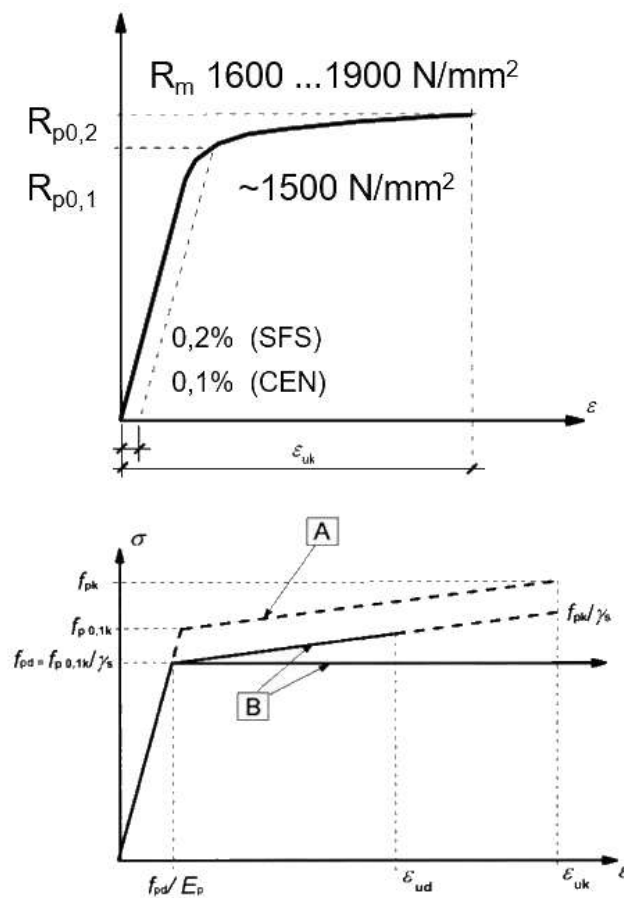
Kierteistämisessä ja kierteisiin asennettavissa ankkurointikappaleissa on

huomioitava niille välittyvät jännitykset ja ankkurointikappaleiden kautta rakenteelle välittyvät jännitykset. Standardin EN 10138:n mukaisia sileitä ja harjavalssattuja tankoja on halkaisija kokoja 15, 20, 26, 32, 36, 40 ja 50 mm. Pituudet ovat väliltä 6–30 m ja teräslajit H1030, H1100 ja H1230. (3, s. 68.)

3.5.4 Jännitys-venymäriippuvuus

Punosten jännitys-venymäriippuvuudelle on asetettu betonin ja betoniterästen tavoin rajoituksia. SFS 1265 määrittää jännitys-venymäriippuvuudelle 0,2 %:n venymärajan vaatimuksen. Eurokoodin mitoitusperusteena 0,1 %:n venymäraja $f_{p0.1k}$, jota käytetään myös jänneterästen käyttöselosteissa (6, s. 8).

Jänneterästen jännitys-venymäriippuvuuden kuvaajat on esitetty kuvassa 15. Vetolujuutta f_{ok} vastaava kokonaistasavenymävaatimus ϵ_{cu} on esitetty standardissa EN 10138. (3, s. 67.)



KUVA 15. Jännepunosten jännitys-venymäriippuvuus ja idealisoitu jännitys-venymäriippuvuus (2, s. 553)

3.5.5 Relaksaatio

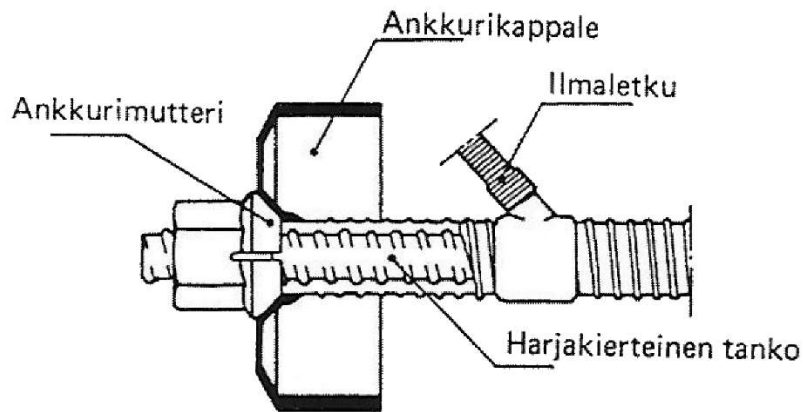
Jänneterästen yksi suurimpia eroavaisuuksia betoniteräksiin on niiden relaksaatio, jota esiintyy aina jänneteräksissä. Relaksaatiolla tarkoitetaan tiettyyn venymään jännitetyn jänneteräksen jännityksen pienenemistä ajan kuluessa. Relaksaatio määritetään 1000 tunnin relaksaatiokokeen arvona ρ_{1000} standardin EN 10138 mukaan. Arvo tarkoittaa ajan kuluessa tapahtuvaa jännityshäviötä prosenttiosuutena alkuarvosta, joka on $0,7 f_{pk}$. Eurokoodissa 2 on määritetty kolme relaksaatioluokkaa, jotka on esitetty taulukossa 13. (3, s. 67.)

TAULUKKO 13. Jänneterästen relaksaatioluokat (6, s. 9)

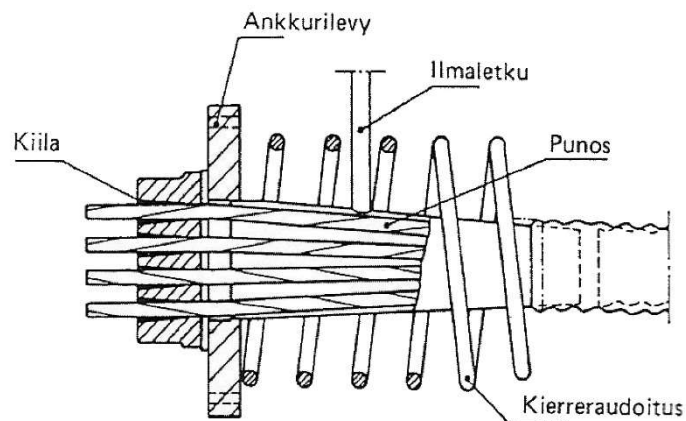
Relaksaatioluokka	Jänneterästyppi	Relaksaatio ρ_{1000} (%)
Luokka 1	Langat ja punokset	8 % - tavanomainen relaksaatio
Luokka 2	Langat ja punokset	2,5 % - alhainen relaksaatio
Luokka 3	Kuumavalssatut ja muokatut esijännitystangot	4 %

3.5.6 Ankkurointilaitteet

Ankkurointilaitteiden ja järjestelmien käyttö edellyttää aina ETA:n määritysten mukaisia viranomaisien hyväksymiä käyttöselosteita. Käyttöselosteiden mukaiset laitteet takaavat laitteiden turvallisen käytön ja mitoituksen. Ankkurijännerakenteissa sovelletaan erilaisia jännemenetelmiä, joissa käytetään menetelmälle niille ominaisia eri ankkurointilaitteita. Ankkurointilaitteiden periaate on esitetty kuvissa 16 ja 17. Laitteiston valintaan vaikuttaa myös olennaisesti käytettävä jänneterästyppi. (3, s. 605; 13, s. 8.)



KUVA 16. Jännetankomenetelmän kelloankkuri periaatepiirros (2, s. 554)



KUVA 17. Jännepunos kiila-ankkurin periaatepiirros (2, s. 554)

Ankkurointilaitteiden valmistajia ovat esimerkiksi Dywidag, Freyssinet, VSL, BBRV MK4, LOCK ja Macalloy, joilta löytyy ankkurointilaitteiden käyttöselostuksesta jännitettyjen rakenteiden mitoittamiseen tarvittavat tiedot. (6, s. 10) Mitoituksen kannalta oleellisinta on selvittää käytettävien punosten ja suojaputken välinen kitkakerroin, punoskokonaisuuden aaltoisuusluku ja ankkureiden lukitusliukuman suuruus. (13, s. 20) Jännemenetelmän käyttöseloste sisältää lisäksi tietoja: (2, s. 551)

- A. jänneiden poikkileikkausmitoista
- B. jänneiden teräslaadusta ja sallituista jännevoimista
- C. suojaputkista

- D. ankkureiden rakenteista ja materiaaleista
- E. ankkureiden toimintaperiaatteista
- F. ankkuroinnin vaatimasta lisäraudoituksesta
- G. suojarasvasta ja mahdollisesta injektoinnista (2, s. 551).

Lisäksi on huomioitava ankkurilevyjen koko ja ryhmitys rakenneosan päätylohkon suunnittelussa. Ankkureihin liittyvät ankkurointihäviöt on käsitelty luvussa 4.7.6. Ankkurilevyn ja päätylohkon reunaetäisyydet määräytyvät ankkurikappaleiden koon ja päädyn raudoituksen perusteella. Ankkurilaitteiden valmistajien käyttöselosteissa ilmoitetaan kunkin ankkurityypin vaatimat reuna- ja keskiöetäisyydet. (3, s. 685.) Ankkurointialueista kerrotaan tarkemmin luvussa 4.4.

4 JÄLKIJÄNNITETTYJEN RAKENTEIDEN MITOITUS

Betonirakenteiden suunnittelussa siirryttiin Euroopan talousalueella suurimmassa osassa jäsenvaltioita ainoastaan Eurocode-standardien käyttöön päivämäärällä 1.7.2013. Suomessa koodiin siirtymisen vaikutus suunnittelutyöhön oli varsin vähäinen, koska käytössä ollut betoninormit-ohje oli tehty eurokoodia pohjustaneen eurooppalaisen CEB-FIP-mallinormiston pohjalta. Rakenteiden mitoitus perustuu Suomessa eurokoodin mukaiseen mitoitukseen. Suomalaista kansallista liitettä, jossa on määritetty Suomessa käytettävät eurokoodista poikkeavat mitoitusparametrit, tulee huomioida Suomeen rakennettavien rakenteiden mitoituksessa. (4, s. 8; 20, s. 1.)

Jännebetonirakenteiden mitoituksen katsotaan olevan verrattain haastavampaa kuin teräsbetonirakenteiden. Jännitetyn rakenteen mitoituksessa on otettava huomioon teräsbetonirakenteissa normaalisti esiintyvät mitoituksen perustapaukset liittyen taivutus- ja leikkauskestävyyteen, taipumaan ja halkeiluun. Lisäksi on huomioitava jännepunoksiin liittyvät kysymykset, kuten jännitysmenetelmä, jännittämisjärjestys, jännittämisvoima ja erilaiset jännityshäviöt. Näiden jännebetonirakenteiden erityiskysymyksien vuoksi rakenneanalyysin ja rakennesuunnittelun on oltava erityisen tarkkaa. (3, s. 587, 645, 668 ja 682.)

4.1 Mitoituksen kulku

Jännebetonirakenteen mitoitus perustuu yleiseen rakenneosien mitoitukseen. Mitoitusta edeltää aina tarkka voimasuureiden määrittäminen, jonka mukaan voidaan alustavasti määrittää rakenneosan poikkileikkauksen mitat ja tarvittava jännevoima. Tätä edellyttää rakennemallin määrittely tuenta- ja kuormitustapauksineen, kuormien ja kuormitusyhdistelmien määrittäminen ja rakenteen rasitusluokan määrittäminen. Voimasuureita ovat leikkausvoima, taivutusmomentti ja vääntömomentti. Näiden tietojen perusteella voidaan antaa rakenteelle alustavat poikkileikkauksimitat. (4, s. 83 ja 90.) Suunnitelmien täsmennyttyä voidaan tehdä lopulliset eurokoodin mukaiset rajatilamitoitukset, palomitoitus ja onnettomuusmitoitus (4, s. 18–19). Lisäksi tulee huomioida

rakenteen kuormien esiintymisen toistuvuus, rakenteen laajuus ja mahdolliset värähtelyn vaikutukset rakenteeseen.

4.1.1 Voimasuureiden määrittäminen

Rakenteesta muodostetaan rakennemalli valittujen tukiehtojen ja vallitsevien kuormitusten perusteella. Tukiehtojen mukaan rakenne on staattisesti määrätty tai määräämätön. Staattisesti määrätty rakenne voidaan ratkaista yksinkertaisesti jäykän palkin menetelmällä, kun taas määräämättömässä rakenteessa kuormituksen jakautumiseen vaikuttavat rakenneosien taivutusjäykkyydet. (4, s. 84 ja 86.)

Tämän jälkeen selvitetään rakenneosan omasta painosta, rakenneosaan liittyvien rakenteiden painosta ja rakennuksen käytöstä johtuvat kuormitukset (4, s.83–84). Kuormitusten todellinen suuruus on jännebetonirakenteita suunniteltaessa erityisen tärkeää teräsbetonirakenteita pitempien jännemittojen, suurempien kuormien ja tarkemman KRT-mitoituksen vuoksi (6, s. 11). Rakenneosan momentti- ja leikkauspintojen selvittämiseksi tulee soveltaa statiikan ja rakenteiden mekaniikan laskentaohjeita ja -sääntöjä.

Kuormien suuruuden virhearviointi voisi johtaa rakenteen ali- tai ylimitoitukseen, jolloin ongelmana voisi olla esimerkiksi jännevoiman liiallisesta suuruudesta johtuva taipuma ja haljennut pinta. Eurokoodin mukaisten kuormitusyhdistelmien avulla arvioidaan rakenteeseen kohdistuvat taivutus- ja leikkausvoimat. (4, s. 90.)

4.1.2 Alustava mitoitus

Rakenneanalyysin antamien kuormitustietojen perusteella voidaan määrittää alustavassamitoituksessa käytettävät rakenteen poikkileikkaussuureet (4, s. 90). Kun rakenteen materiaaliominaisuudet liittyen betoniin, betoniteräksiin ja jänneteräksiin on valittu, voidaan määrittää myös alustavasti tarvittava jännevoima ja jännepunosten määrä (6, s. 12–13).

4.1.3 Rajatilamitoitus

Rajatilamitoitustyyppit ovat yleisesti käyttörajatila ja murtorajatila, joissa rakenteiden toimintaa ja käyttäytymistä analysoidaan erilaisissa kuormitusyhdistelmätilanteissa. Rakenteen vaatimuksenmukaisuus osoitetaan erikseen molemmissa rajatiloissa. Tarkastelu voidaan kuitenkin rajoittaa toiseen rajatilaan, jos mitoituskokemusten perusteella voidaan todeta, että toisen rajatilatarkastelun ehtojen toteutumisesta seuraa myös toinenkin. (4, s. 18.)

Suunnittelussa käytettävät hyötykuormien ominaisarvot on esitetty rakenteiden suunnitteluperusteiden standardissa SFS-EN 1990. Mitoituksessa hyötykuormat kerrotaan yhdistelykertoimella ψ eri yhdistelmätapauksissa riippuen kuormitusluokasta ja kuormitusyhdistelmästä. Kertoimet ψ on esitetty kansallisessa liitteessä standardiin SFS-EN 1990 ja tässä työssä taulukossa 14. (7, s. 48.)

TAULUKKO 14. Yhdistelykertoimen ψ arvot (7, s. 49)

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino	0,7	0,5	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30 kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (SFS-EN 1991-1-3)			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma	0,7	0,3	0
Rakennuksen tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennuksen sisäinen lämpötila (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

4.1.4 Käyttörajatila (KRT; SLS)

Käyttörajatiloiksi katsotaan tilanteet, joissa rakenteen normaalitoiminta voi häiriintyä ja haitata ihmisten toimintaa ja yleistä mukavuutta rakennuksessa tai heikentää rakenteen ulkonäköä ja säilyvyyttä tulevaisuudessa. Käyttörajatiloina tarkastellaan rakenteen siirtymiä ja värähtelyä ja näistä johtuvia rakenteen vaurioita kuten halkeilua. (4, s. 18)

Käyttörajatilassa on kolme peruskuormitusyhdistelmää sekä jännityksen aikainen kuormitusyhdistelmä, jotka on esitetty taulukossa 15. Yhdistelmä valitaan tarkasteltavan käyttörajatilän perusteella (13, s. 6).

TAULUKKO 15. Käyttörajatilän (KRT; SLS) kuormitusyhdistelmät (4, s. 29; 13, s. 6)

Kuormitusyhdistelmä	Kuormien kertoimet				
	Pysyvät kuormat	Määräävä muuttuva kuorma	Muuttuvat kuormat	Jännevoima (Pakkovoima)	Jännevoima (Häviöiden jälkeen)
Jännittämisen aikainen yhdistelmä	1,0	-	-	1,15	-
Ominaisyhdistelmä	1,0	1,0	ψ_0	-	1,0
Tavallinen yhdistelmä	1,0	ψ_1	ψ_2	-	1,0
Pitkäaikainen yhdistelmä	1,0	ψ_2	ψ_2	-	1,0

Ominaisyhdistelmää käytetään palautumattomille rajatiloille, kuten halkeamarajatilalle. Taipuman määrittämiseen käytetään taas pitkäaikaisyhdistelmää. Tavallista rajatilaa käytetään palautuville rajatiloille, joita ovat esimerkiksi tartunta- ja ankkurijännerakenteiden halkeamakuormitus- ja halkeamaleveystarkastelu (4, s. 29.)

4.1.5 Murtorajatila (MRT; ULS)

Murtorajatiloiksi katsotaan tilanteet, joissa rakenteen sortumista edellyttävä kuormitustila voi aiheuttaa vaaraa rakennuksessa olevien ihmisten ja omaisuuden turvallisuudelle. Tällaisia tiloja ovat esimerkiksi rakenteen tasapainotilan menetys, rakenteen vaurioituminen liiallisesta siirtymästä johtuen, sen mekanismiksi muuttuminen, materiaalin murtuminen tai muu yleinen vaurioituminen rakenteen väsymisestä johtuen. Tyypillisesti murtorajatiloina tarkastellaan palkkien ja laattojen taivutusmurtoa ja leikkausmurtoa sekä pilareiden nurjahdusmurtoa. (4, s. 18) Jälkijännitetyt rakenteet mitoitetaan murtorajatilassa kestävyuden rajatilassa (STR). K_{FI} kertoimesta kerrotaan lisää luvussa 4.6.1. Taulukossa 16 on esitetty murtorajatilien kuormitusyhdistelmät.

TAULUKKO 16. Murtorajatilien (MRT; ULS) kuormitusyhdistelmät (4, s. 25)

Kuormien yhdistelmä	Kuormien kertoimet		
	Pysyvät kuormat	Määräävä muuttuvakuorma	Muut muuttuvat kuormat
EQU	$1,10K_{FI}$ tai 0,9	$1,5K_{FI}$	$1,5 K_{FI} \psi_0$
STR 1	$1,15K_{FI}$ tai 0,9	$1,5K_{FI}$	$1,5 K_{FI} \psi_0$
STR 2	$1,35K_{FI}$	0	0

EQU on staattisen tasapainon rajatila ja STR kestävyuden rajatila. Rakenteen kestävyyttä mitoitettaessa valitaan STR yhdistelmistä suuremman kuormituksen antava kuormitusyhdistelmä. (4, s. 25.)

4.1.6 Onnettomuustilanteet

Käyttö- ja murtorajatilien lisäksi tulee ottaa huomioon mahdolliset onnettomuustilanteet. Tällaisia tilanteita ovat esimerkiksi tulipalot, räjähdykset, törmäykset ja maanjäristykset. Onnettomuustilanteet yleisesti aiheuttavat rakenteille poikkeuksellisia kuormitustilanteita ja olosuhteita, jotka tulee huomioida jo rakennussuunnittelu vaiheessa. (10, s. 166.)

Tulipalotilanteen korkealla lämpötilalla on heikentävä vaikutus raudoituksen ja betonin kimmokertoimeen. Palomitoituksesta on standardi SFS-EN 1992-1-2, sekä maanjäristysmitoituksesta standardi EN 1998-1-6. Maanjäristyksien mitoituksesta on annettu ohjeita vaaka- ja pystysuorien siirtymien huomioimisesta. Maanjäristyksiä tapahtuu kuitenkin yleisimmin Euroopan alueella vain Alppien, Balkanin ja Itäisen Välimeren alueella. (11, s. 211.) Räjähdyks- ja törmäystilanteet huomioidaan, joko suoralla rakennemitoituksella tai jatkuvan sortuman estävän rakennemitoituksen mukaan, joista on annettu ohjeet SFS-EN 1991 standardissa (4, s. 19.)

Tartunnattomia jänteitä sisältävän rakenteen palomitoitus tehdään yleisesti taulukkomitoituksena. Taulukot soveltuvat palkeille, jotka ovat paloalttiita kolmelta sivulta. Kriittinen lämpötila jänneteräksille on 350 °C ja betoniteräksille 500 °C. Jänneteräksille kasvatetaan taulukkojen betonipeitteiden keskiöetäisyyksien minimiarvoja 10 mm tankoja ja 15 mm lankoja käytettäessä alemmasta kriittisestä lämpötilasta johtuen. (10, s. 35.)

Standardissa SFS-EN 1992-1-2 on esitetty esimerkiksi jänneterästen lämpötilasta riippuva lujuuden ominaisarvon pieneneminen ja vapaasti tuettujen ja jatkuvien jännebetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot. Tässä työssä kyseiset arvot on esitetty taulukossa 17 vapaasti tuettujen ja taulukossa 18 jatkuvien teräsbetoni- ja jännebetonirakenteiden osalta. Uuman paksuus voidaan ilmaista myös luokkana WA, WB tai WC, joiden valinta kussakin eurokoodia käyttävässä jäsenmaassa esitetään kansallisessa liitteessä. (10, s. 43.) Lisätietoja palomitoitusta koskevista yksityiskohdista standardissa SFS-EN 1992-1-2.

TAULUKKO 17. Vapaasti tuettujen teräsbetoni- ja jännebetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot (11, s. 46)

Standardipalon kestävyys	Vähimmäismitat (mm)						
	Palkin leveyden b_{min} ja keskimääräisen keskiöetäisyyden a mahdolliset yhdistelmät				Uuman leveys b_w		
					Luokka WA	Luokka WB	Luokka WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R30	b_{min}						
	80	120	160	200	80	80	80
R60	a						
	25	20	15*	15*			
R90	b_{min}						
	120	160	200	300	100	80	100
R120	a						
	40	35	30	25			
R180	b_{min}						
	150	200	300	400	110	100	100
R240	a						
	55	45	40	35			
R300	b_{min}						
	200	240	300	500	130	120	120
R360	a						
	65	60	55	50			
R420	b_{min}						
	240	300	400	600	150	150	140
R480	a						
	80	70	65	60			
R540	b_{min}						
	240	350	500	700	170	170	160
R600	a						
	90	80	75	70			

$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (ks. alla oleva huomautus)

Jännebetonipalkeissa otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen.

a_{sd} on nurkkatankojen (tai -jänneen tai -langan) keskiöetäisyys palkin sivuilta, kun raudoitus on yhdessä kerroksessa. Palkin leveyden b_{min} ollessa sarakkeen 4 mukaista arvoa suurempi ei keskiöetäisyyttä a_{sd} tarvitse suurentaa.

*Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudoituksen betonipeite on määräävä.

TAULUKKO 18. Jatkuvien teräsbetoni- tai jännebetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyydet ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot (11, s. 47)

Standardipalon kestävyys	Vähimmäismitat (mm)						
	Palkin leveyden b_{min} ja keskimääräisen keskiöetäisyyden a mahdolliset yhdistelmät				Uuman paksuus b_w		
					Luokka WA	Luokka WB	Luokka WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R30	b_{min}						
	80	160			80	80	80
R60	a						
	15*	12*					
R90	b_{min}						
	120	200			100	80	100
R120	a						
	25	12*					
R180	b_{min}						
	150	250	450	500	110	100	100
R240	a						
	35	25	35	30			
R300	b_{min}						
	200	300	550	600	130	120	120
R360	a						
	45	35	50	40			
R420	b_{min}						
	240	400	650	700	150	150	140
R480	a						
	60	50	60	50			
R540	b_{min}						
	280	500			170	170	160
R600	a						
	75	60					

$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (ks. alla oleva huomautus)

Jännebetonipalkeissa otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen.

a_{sd} on nurkkatankojen (tai -jälteen tai -langan) keskiöetäisyys palkin sivuilta, kun rauditus on yhdessä kerroksessa. Uuman leveyden b_{min} ollessa sarakkeen 3 mukaista arvoa suurempi ei keskiöetäisyyttä a_{sd} tarvitse suurentaa.

*Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudituksen betonipeite on määräävä.

4.2 Luotettavuuden hallinta

Mitoituksen luotettavuutta hallitaan erilaisilla kuormien ja materiaalien osavarmuusluvuilla sekä rakennuksen seuraamus- ja toteutusluokilla.

Rajatiloihin liittyvillä osavarmuusluvuilla otetaan huomioon erilaisten rajatilojen vaikutukset ihmiseen ja rakennuksen ympäristöön, mutta ei rakennuskohteiden suuruutta ja vaativuutta. On perusteltua vaatia suurempaa varmuutta vaativilta rakennuskohteilta. (4, s. 21.)

4.2.1 Seuraamus- ja luotettavuusluokat

Seuraamusluokalla CC säädellään rakennuskohteelta vaadittavaa yleistä rakenteiden kestävyyttä ja luotettavuutta. Valittaessa rakennuskohteelle suurempi seuraamusluokka säädellään samalla rakennuksen mitoituksen tasoluokitusta. Seuraamusluokka huomioidaan mitoituksessa kuormayhdistelmien yleiskertoimella K_{FI} kuormien yhdistelysäännöissä esitetyllä tavalla taulukon 19 mukaisesti. Rakennuksen koostuessa erilaisista toisistaan riippumattomista osista asetetaan jokaiselle rakenneosalle oma seuraamusluokka RC. (7, s. 25.)

TAULUKKO 19. Seuraamusluokat CC, luotettavuusluokat RC ja kuormakertoimet K_{FI} (7, s. 24)

Seuraamusluokka (CC) ja kuvaus	Rakennuksia ja rakenteita koskevia rajoituksia	Luotettavuusluokka (RC) ja kuormakerroin K_{FI}
CC3 Suuret seuraamukset kuten ihmishenkien menetys, ympäristövahingot ja taloudelliset tappiot	Kantavat osat ja jäykisteet -Yli 8-kerroksiset asuin-, konttori- ja liikeyrakennukset -Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit -Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. -Erikoisrakenteet, kuten suuret mastot ja tornit.	RC3 $K_{FI} = 1,1$
CC2 Keskisuuret seuraamukset	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 ja CC1	RC2 $K_{FI} = 1,0$

CC1 Vähäiset seuraamukset	-1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa tilapäisesti oleskelee ihmisiä -Varastot, matalat alapohjat ja ryömintätilalliset vesikatot joiden yläpohja kantavana rakenteena. -Rakenneosat joihin kohdistuu vain ilmanpaine-eroista johtuvaa vaakakuormitusta	RC1 $K_{FI} = 0,9$
----------------------------------	--	---------------------------

4.2.2 Toteutus- ja toleranssiluokat

Toteutus- ja toleranssiluokilla voidaan säädellä eri rakennushankkeissa betonirakenteilta vaadittavaa laatutasoa. Asettamalla rakennushankkeelle korkeampi toteutusluokka voidaan näin vaikuttaa työmaatoita ja betonielementtejä koskeviin toteutusvaatimuksiin. Toteutusluokkaan vaikuttaa myös toleranssiluokitus, joka vaikuttaa materiaaliosavarmuuskertoimiin. Kun toleranssiluokitusta tiukennetaan, voidaan madaltaa materiaaliosavarmuuslukuja. Toteutus- ja toleranssiluokkien vaatimukset on esitetty toteutusstandardissa SFS-EN 13670. (4, s. 22.) Toleranssiluokkien ja toteutusluokkien käyttöön eri seuraamusluokissa liittyy rajoituksia, jotka on esitetty taulukossa 20.

TAULUKKO 20. Toteutus- ja toleranssiluokkien yhdistelmät (4, s. 23)

Seuraamusluokka	Toleranssiluokka	Materiaaliosavarmuus	Toteutusluokka	Betoniluokat
CC1	1	Normaali	1	≤ C20/25
	1	Normaali	2	≤ C50/60
	1	Normaali	3	≤ C90/105
	2	Pienennetty	3	≤ C90/105
CC2	1	Normaali	2	≤ C50/60
	1	Normaali	3	≤ C90/105
	2	Pienennetty	3	≤ C90/105
CC3	1	Normaali	3	≤ C90/105
	2	Pienennetty	3	≤ C90/25

4.2.3 Materiaaliosavarmuusluvut

Rakenteiden murtorajatilaa mitoitettaessa käytetään materiaaliosavarmuuslukuja γ_c betonille ja γ_s betoni- ja jänneteräksille. Toleranssiluokkaa 2 ja toteutusluokka 3 käytettäessä voidaan käyttää pienennettyjä materiaaliosavarmuuslukuja. Materiaaliosavarmuusluvut on esitetty taulukossa 21. Huomioidaan, että betonin materiaaliosavarmuusluku Suomen kansallisessa liitteessä on poikkeava eurokoodiin verrattuna. Suomessa käytetään arvoa 1,2 eurokoodin 1,0 arvon sijaan. (11, s. 9; 20, s. 3)

TAULUKKO 21. Materiaaliosavarmuuslukujen valinta (11, s. 9; 13, s. 27; 20, s. 3)

Mitoitustilanne	Betonin osavarmuusluku (γ_c)	Betoniteräksen osavarmuusluku (γ_s)	Jänneteräksen osavarmuusluku (γ_s)	Kuorma osavarmuusluku ($\gamma_{P.fav}$)
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitustilanne	1,5	1,15	1,15	-
Pienennetyt materiaaliosavarmuusluvut toleranssiluokkaa 2 ja toteutusluokkaa 3 käytettäessä	1,35	1,1	1,1	-
Onnettomuustilanteet	1,2	1,0	1,0	-
Edullinen kuormitus	-	-	-	0,9
Normaali kuormitustila	-	-	-	1,0
Epäedullinen kuormitus	-	-	-	1,1

Lisäksi betonirakenteiden suunnittelussa käytetään kussakin eurokoodin jäsenmaassa määritettyjä kansallisia α -kertoimia (Taulukko 22), joiden avulla huomioidaan rakenteisiin vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuormista aiheutuvat epäedulliset tekijät. (10, s. 186; 20, s. 4.)

TAULUKKO 22. Kansalliset α -kertoimet (10, s. 186)

α -kerroin	Puristuslujuus	Vetolujuus
α_{cc}	0,85	-
α_{ct}	-	1,00

4.3 Materiaaliminaisuudet mitoituksessa

Mitoituksessa rajataan materiaaleihin kohdistuvat jännitykset eurokoodissa määritettyihin raja-arvoihin taulukon 23 mukaisesti. Näin taataan rakenneosan kestävyys ja turvallisuus. Suunnittelussa käytettävät sallitut jännitykset on esitetty EN 1992-1-1 -taulukossa 7. (13, s. 7.)

TAULUKKO 23. Materiaalien sallitut jännitykset käyttörajatilassa (13, s. 7)

Yhdistelmä	Betonin puristus	Betoni Veto	Jänneteräs	Betoniteräs
Jännitystilanne	0,60 $f_{ck,i}$	$f_{ct,eff,i}$	min{0,85 $f_{p0,1k}$;0,75 f_{pk} }	-
Pitkäaikais	0,45 f_{ck}	$f_{ct,eff}$	min{0,85 $f_{p0,1k}$;0,75 f_{pk} }	1,0 f_{yk}
Tavallinen	0,60 f_{ck}	$f_{ct,eff}$	min{0,85 $f_{p0,1k}$;0,75 f_{pk} }	1,0 f_{yk}
Ominais	0,60 f_{ck}	halkeilu sallitaan	min{0,85 $f_{p0,1k}$;0,75 f_{pk} }	1,0 f_{yk}
Tummennetut kohdat ovat vaatimuksia EN 1992-1-1:sta ja Suomen kansallisesta liitteestä. Normaaliilla fontilla merkityt kohdat ovat suunnittelijan itse valitsemissa arvoissa.				
Alaindeksillä <i>i</i> merkitään betonin lujuusarvoja jännityshetkellä.				

4.3.1 Betonin mitoitusarvot

Betonirakenteille käytetään useita eri suunnitteluarvoja. Kun betonin lujuusluokka on valittu, voidaan määrittää seuraavat eurokoodin mukaiset rakenteiden mitoitukseen tarvittavat peruslaskenta-arvot kaavoilla 4–10. Laskenta-arvot vastaavat betonin täysin kehittyneitä lujuuksia standardiolosuhteissa, joissa lujuuden kehitys on tapahtunut 28 vuorokauden aikana 20°C:n lämpötilassa. (4, s. 36–37; 10, s. 37).

$$f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa} \quad \text{KAAVA 4}$$

missä f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo
 f_{ck} = betonin lieriölujuus

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{KAAVA 5}$$

missä f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
 α_{cc} = betonin puristuslujuuskerroin
 f_{ck} = betonin lieriölujuus
 γ_c = betonin materiaaliosavarmuuslukus

$$f_{ctm} = 0,30\text{MPa} \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{KAAVA 6}$$

kun $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$

missä f_{ctm} = betonin vetolujuuden keskiarvo
 f_{ck} = betonin lieriölujuus

$$f_{ctm} = 2,12\text{MPa} \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10\text{MPa}} \right) \quad \text{KAAVA 7}$$

kun $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$

missä f_{ctm} = betonin vetolujuuden keskiarvo
 f_{ck} = betonin lieriölujuus

$$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm} \quad \text{KAAVA 8}$$

missä $f_{ctk,0,05}$ = vetolujuuden 5 %:n alaraja-arvo
 f_{ctm} = betonin vetolujuus

$$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{ctm} \quad \text{KAAVA 9}$$

missä $f_{ctk,0,95}$ = vetolujuuden 95 %:n yläraja-arvo
 f_{ctm} = betonin vetolujuus

$$f_{ctm.fl} = \max(1,1.6 - h/1m)f_{ctm} \quad \text{KAAVA 10}$$

missä $f_{ctm.fl}$ = taivutusvetolujuus
 h = poikkileikkauksen korkeus
 f_{ctm} = betonin vetolujuus

Eurokoodissa on myös määritetty betonin lujuuden kehitykselle kaavat 11-15, joilla voidaan huomioida betonin ikä vuorokausina, vallitseva ilman lämpötila ja käytettävä sementtilaatu. Tulokset kaavoja käytettäessä ovat suuntaa antavia. Vaativissa tapauksissa lujuuden todellista kehitystä seurataan olosuhdekoekappaleilla. (4, s. 37–38.)

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad \text{KAAVA 11}$$

kun $t \leq 28$ vrk

missä $f_{cm}(t)$ = betonin puristuslujuuden keskiarvo ajanhetkellä t
 t = betonin ikä vuorokausina
 $\beta_{cc}(t)$ = betonin iän vaikutusta kuvaava kerroin
 f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \quad \text{KAAVA 12}$$

kun $t \leq 28$ vrk

missä $\beta_{cc}(t)$ = betonin iän vaikutusta kuvaava kerroin
 t = betonin ikä vuorokausina
 s = sementtityypistä riippuva kerroin
= 0,20 (sementtityyppi R = nopeasti kovettuva)
= 0,26 (sementtityyppi N = normaalisti kovettuva)
= 0,38 (sementtityyppi S = hitaasti kovettuva)

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha_v} f_{ctm} \quad \text{KAAVA 13}$$

missä $f_{ctm}(t)$ = betonin vetolujuuden keskiarvo ajanhetkellä t
 t = betonin ikä vuorokausina
 $\beta_{cc}(t)$ = betonin iän vaikutusta kuvaava kerroin
 α_v = vetolujuuden eksponentti
= 1,0 kun $t \leq 28$ vrk
= 2/3 kun $t > 28$ vrk
 f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo

$$t_T = \sum e^{-\left[\frac{4000}{273+T(\Delta t)} - 13,65 \right]} \Delta t \quad \text{KAAVA 14}$$

missä t_T = lämpötilan mukainen korjattu ikä eurokoodin mukaan
 $T(\Delta t)$ = lämpötila aikavälillä Δt
 Δt = lämpötilan muutos

$$t_{20} = \sum \left(\frac{T(\Delta t) + 16^\circ\text{C}}{36^\circ\text{C}} \right)^2 \Delta t \quad \text{KAAVA 15}$$

missä t_{20} = lämpötilan mukainen korjattu ikä Sadgroven kaavalla
 $T(\Delta t)$ = lämpötila aikavälillä Δt

Kimmokerroin määritetään myös betonin lujuusluokan mukaan. Betonissa käytettävä kiviaines ja betonin viruma tulee huomioida, kun rakennetta mitoitetaan pitkäaikaisia kuormituksia varten. Kaavalla 16 lasketaan betonin keskimääräinen kimmokerroin, joka voidaan korjata kertomalla arvo valitun kiviaineksen korjauskertoimella. Kaavan 17 tangenttimoduulia tai tangenttikimmokerrointa käytetään virumaluvun määrittämiseen ja kaavan 18 tehollista kimmokerrointa voidaan käyttää viruman vaikutuksen likimääräiseen arviointiin. (4, s. 44–45; 10, s. 31.)

$$E_{cm} = 22\text{GPa} \left(\frac{f_{cm}}{10\text{MPa}} \right)^{0,3} \quad \text{KAAVA 16}$$

missä E_{cm} = betonin keskimääräinen kimmokerroin
 f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo
 1,0 = kvartsipohjainen kiviaines (korjauskerroin)
 1,2 = basalttipohjainen kiviaines (korjauskerroin)
 0,9 = kalkkikivi (korjauskerroin)
 0,7 = hiekkakivi (korjauskerroin)

$$E_c = 1,05E_{cm} \quad \text{KAAVA 17}$$

missä E_c = tangenttimoduuli tai tangenttikimmokerroin
 E_{cm} = betonin keskimääräinen kimmokerroin

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)} \quad \text{KAAVA 18}$$

missä $E_{c,eff}$ = tehollinen kimmokerroin
 E_{cm} = betonin keskimääräinen kimmokerroin
 $\varphi(t, t_0)$ = virumaluku aikavälillä (t, t_0)

4.3.2 Betoniterästen mitoitusarvot

Betoniteräkset mitoitetaan myötörajalalle f_{yk} . Jännitysvenymäriippuvuus on suoraviivainen tälle rajalle asti kimmokerrointen määräämässä kaltevuudessa. Betoniterästen kimmokertoimena käytetään yleisesti arvoa $E_s = 200$ GPa. Mitoitusarvo saadaan jakamalla betoniterästen myötöraja materiaaliosavarmuuskertoimella kaavan 19 mukaisesti. (4, s. 50.)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

KAAVA 19

missä f_{yd} = betoniterästen mitoitusarvo
 f_{yk} = betoniterästen myötölujuus
 γ_s = betoniterästen materiaaliosavarmuusluku

4.3.3 Jänneterästen mitoitusarvot

Jänneteräkset mitoitetaan 0,1 %:n rajan mukaan $f_{p0.1k}$.

Jännitysvenymäriippuvuuden katsotaan olevan kimmoista tälle rajalle asti.

Jänneterästen kimmokertoimena käytetään arvoa $E_p = 195$ GPa punoksille, 200

GPa tangoille ja 205 GPa langoille. (6, s. 9.) Jänneterästen mitoituslujuus

saadaan jakamalla jänneterästen 0,1 %:n rajan

materiaaliosavarmuuskertoimella kaavan 20 mukaisesti (17, s. 7).

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s}$$

KAAVA 20

missä f_{pd} = jänneterästen vetolujuuden mitoitusarvo
 $f_{p0.1k}$ = jänneterästen 0,1 %:n raja
 γ_s = jänneterästen materiaaliosavarmuusluku

4.4 Ankkurijänteet

Tartunnattomissa jännerakenteissa käytetään hyväksi ankkurijänteitä, jotka

siirtävät jännitysvoiman betonille ankkurikappaleiden kautta. Tällaisissa

rakenteissa käytetään aina osion 3.5.6 mukaisia patentoituja

ankkurointimenetelmiä. Jännityksen lauetessa betonille jännitysankkurit

synnyttävät rakenteen päätylohkoihin jännitystilän. Tästä johtuva betonin

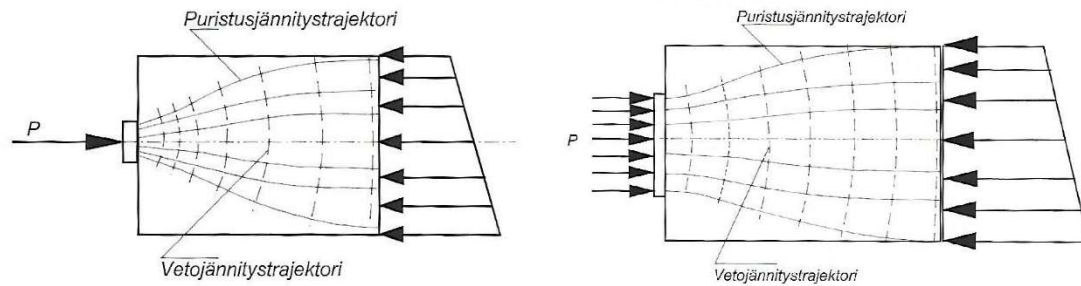
kimmoinen kokoonpuristuma tulee huomioida kokonaisjännityshäviöiden

laskennassa. Ankkurit on muotoiltu ja raudoitettu erinäisiä jännityshuippuja

varten niin, että ankkurien alle syntyy aina tehokas kolmiakselinen jännitystila.

Näin ollen betonin paikalliset puristusjännitykset ankkurin alla voivat nousta

moninkertaisiksi mitoituslujuuteen f_{cd} verraten. (3, s. 605.)



KUVA 18. Jännitysvoiman jakaantuminen poikkileikkaukselle (3, s. 606)

Paikallinen puristus jakaantuu tasaisemmin edettäessä päätylohkon ankkurista jänteelle päin kuvan 18 mukaisesti. Hyväksytyjen käyttöselosteiden mukaisten ankkureiden tulee jakaa ankkureiden jännitykset betonille niin, että ne eivät ylitä mitoitusarvoa f_{cd} . Lisäksi ankkuripesät aiheuttavat päätylohkoissa halkaisuvoimia. Ankkurijäniteitä käytettäessä on muistettava huomioida myös betonin kokoonpuristuma. (3, s. 605.)

4.4.1 Puristusvoiman jakaantuminen

Yleisen ankkurointialueen oikeanlaisesta toiminnasta vastaa rakennesuunnittelija ja alueella on huomioitava useita eri asioita. Paikallisten ankkurointialueiden muodostaessa suuremman yleisen ankkurointialueen on katsottava, että puristusjännitys jakaantuu mahdollisimman tasaisesti rakenneosan poikkileikkauksen pinta-alalle. Tähän vaikuttavat jännitysvoimat, ankkurien sijoittelu, jännitysjärjestys, rakenteen mitat, muut ankkurointialueeseen kohdistuvat voimat, halkaisuraudoitus ja laajentumisen estävä raudoitus. (13, s. 34.) Jännitysjaakantumaan ei merkittävästi vaikuta onko ankkuri rakenteen pinnassa vai betonin sisällä (3, s. 607).

Eurooppalaisen teknisen hyväksynnän suositusarvoista voidaan poiketa, jos tämä voidaan perustella laskelmin tai kokein. Paikallinen puristuskestävyys voidaan laskea eurokoodin 1992-1-1 kohdan 6.7 mukaan, jos ankkurilevyt ovat tasaiset puristusjännityksen puolella. (13, s. 34.) Kaavaa 21 kutsutaan eurokoodissa paikallisen puristuksen kaavaksi ja kaavan muuttujat on havainnollistettu kuvassa 19 (10, s. 110).

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0}$$

KAAVA 21

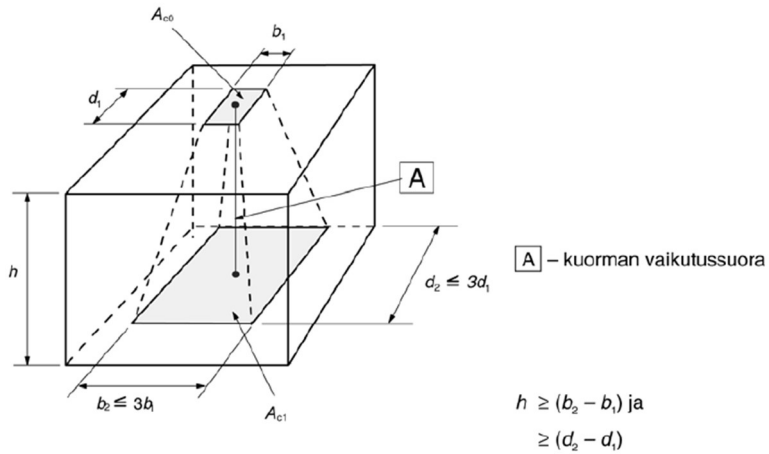
missä

F_{Rdu} = pistekuormakestävyys

A_{c0} = kuormitusalue

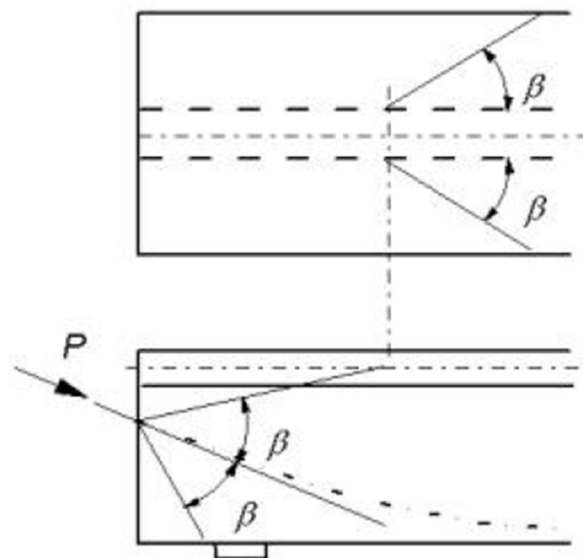
A_{c1} = mitoituksen suurin jakaantumisalue

f_{cd} = betonin mitoitusarvo



KUVA 19. Paikallisen puristuksen mitoitusalueen jakaantuminen (10, s. 111)

Yksinkertaistuksena voidaan jännitysvoiman olettaa jakautuvan kuvan 20 mukaisesti ankkurilaitteen päästä leviämiskulmassa 2β , jonka arvoksi voidaan olettaa arctan 2/3 eli $33,7^\circ$ (13, s. 34).



KUVA 20. Jännitysvoiman jakautuminen (13, s. 34)

4.4.2 Halkaisuvoimat

Puristusvoiman jakautumisesta rakenteeseen syntyy poikittaisia vetovoimia, jotka tulee aina osoittaa laskelmin. Jänteiden halkaisuvoimat kumoavat toisensa jänneryhmien keskialueella ja vain ryhmän reunoilla olevat jänteet aiheuttavat halkaisuvoimia. Jos poiketaan eurooppalaisen teknisen hyväksynnän mukaisista keskiöetäisyyksistä, pitää vetovoiman vaatima raudoitus osoittaa samoissa laskelmissa. Vetovoimien laskennassa tulee huomioida yksittäisten ankkureiden jännitys jännitysjärjestyksen mukaisesti. (13, s. 34.) Poikittainen halkaisuvoima (kaava 22 ja 23) voidaan laskea eurokoodin 1992-1-1 kaavalla 6.5.3 (10, s. 106–107). Kaavan muuttujat on selitetty kuvassa 23.

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad \text{KAAVA 22}$$

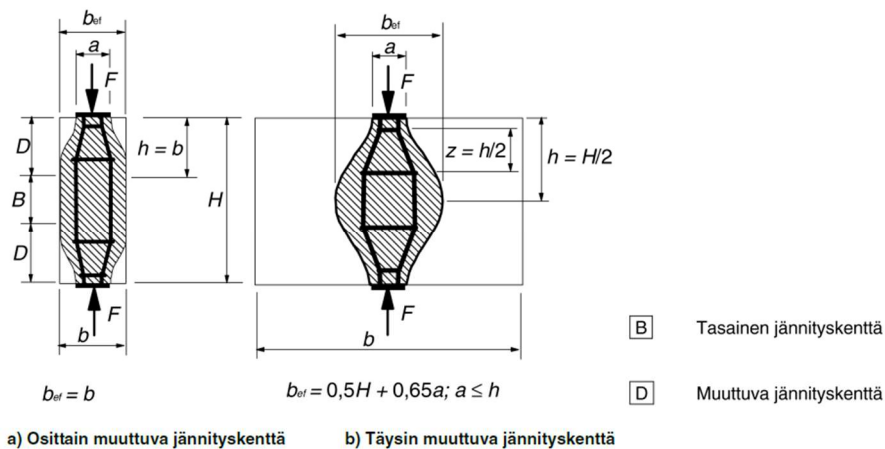
osittain muuttuvassa jännityskentässä, kun $b \leq H/2$

$$T = \frac{1}{4} \left(1,0 - 0,7 \frac{a}{H} \right) F \quad \text{KAAVA 23}$$

täysin muuttuva jännityskenttä, kun $b > H/2$

missä

- T = poikittainen vetovoima, eli halkaisuvoima
- H = kuormitetun rakenneosan pituus
- b = poikkileikkauksen leveys
- a = kuormitus leveys
- F = kuormitus voima, eli jännevoima



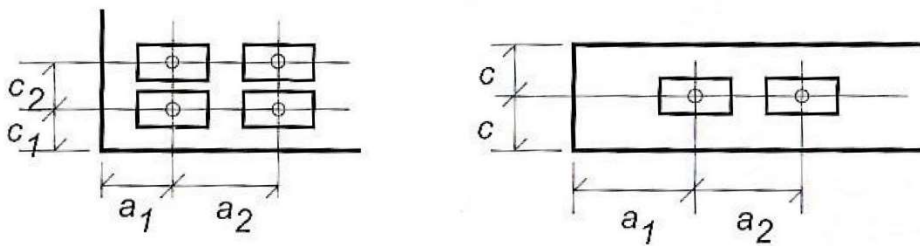
KUVA 21. Poikittaisten vetovoimien määrittäminen puristus kentässä (10, s.107)

4.4.3 Ankkureiden sijoitus päätylohkossa

Päätylohkojen ankkurointialueesta puhuttaessa on olemassa kaksi eri käsitettä: paikallinen ankkurointialue ja yleinen ankkurointialue. Paikallisen ankkurialueen toiminnasta vastaa jännemenetelmän ankkureiden toimittaja ja yleisestä alueesta jännebetonirakenteen rakennesuunnittelija. Ankkurilevyn alle syntyvä paikallinen puristusjännitys tarkistetaan asiaankuuluvan eurooppalaisen teknisen hyväksynnän mukaisesti. (13, s. 33.)

Paikallisen ankkurointialueen oikeanlaisen toiminnan takaamiseksi jännemenetelmän toimittaja on velvollinen esittämään seuraavat Euroopassa teknisesti hyväksytyt tai muulla hyväksytyllä tavalla varmennetut tiedot rakennesuunnittelijalle ankkuroinnista:

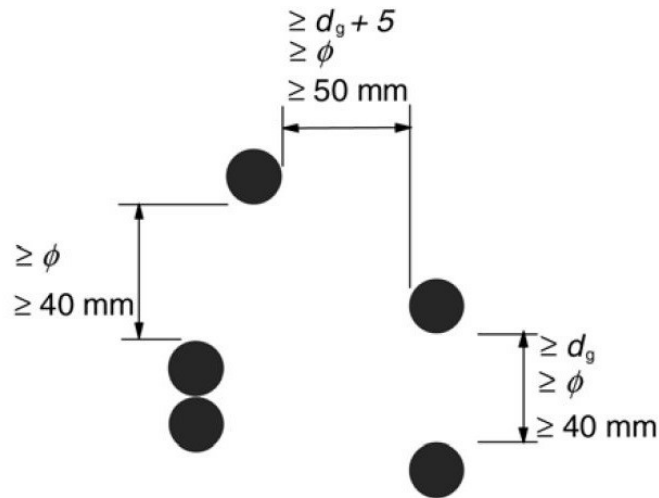
- A. ankkurien edessä mahdollisesti tarvittavan betonin laajentumisen estävä raudoitus
- B. minimi reunaetäisyys (kuva 22)
- C. minimi keskiöetäisyys (kuva 22)
- D. betonin vähimmäislujuus jännityksen aikana
- E. jännityskaluston tilavaatimus
- F. tarvittavien testien tulokset (13, s. 33).



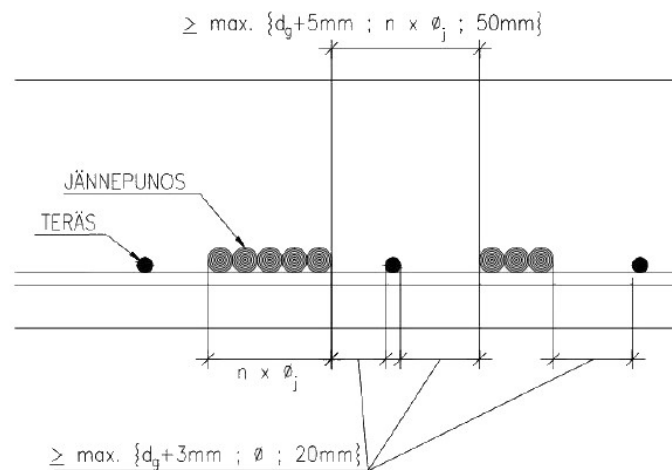
KUVA 22. Ankkurilevyjen periaatteelliset reuna- ja keskiöetäisyydet (2, s. 554)

4.4.4 Ankkurijänteiden suojausputkien sijoitus poikkileikkauksessa

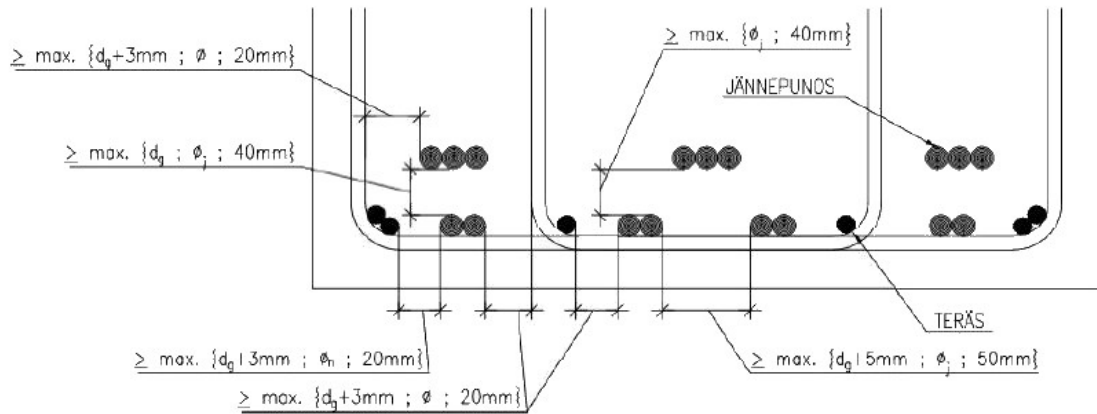
Ankkurijänteiden suojausputket tulee suunnitella ja sijoittaa niin, että betoni pystytään valamaan vaurioittamatta suojausputkia kuvien 23-25 mukaisesti. Betonin tulee myös kestää suojausputkien kautta välittyvät voimat ankkurijänteiden kaarevissa osissa jännittämisen aikana ja jälkeen. Ankkurijänteiden suojausputkia ei tavallisesti niputeta paitsi kahden suojausputken tapauksessa. (10, s.145.)



KUVA 23. Ankkurijänneterästen suojausputkien sijoittelu periaatteellisesti poikkileikkauksessa (10, s. 145)



KUVA 24. Tartunnattomien jänteiden ja betoniterästen ryhmitys laatussa (13, s. 32)



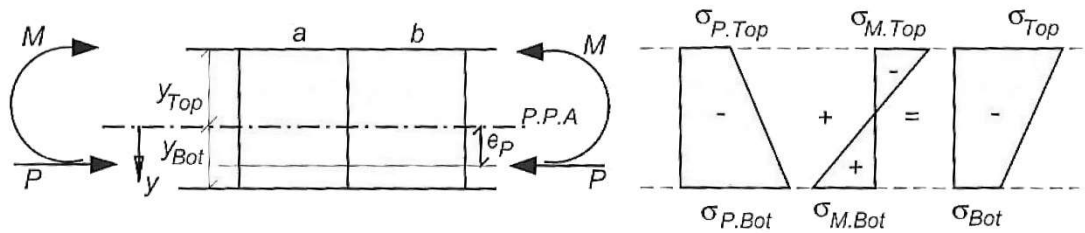
KUVA 25. Tartunnattomien jänteiden ja betoniterästen ryhmitys palkissa (13, s. 33)

- missä
- ϕ_p = betoniterästen halkaisija
 - ϕ_j = jänneterästen halkaisija
 - ϕ_n = betoniteräsripun ekvivalentti halkaisija
 - d_g = kiviaineksen suurin raekoko

4.5 Kokonaisjännitystila

Jännebetonirakenteissa tulee laskea poikkileikkauksen jännitystila huomattavasti tarkemmin kuin perinteisissä teräsbetonirakenteissa. Tämä johtuu pitemmistä jännemitoista, suuremmista kuormista, jännevoimista, mitoitukseen vaikuttavista erikoisominaisuuksista ja tarkasta KRT-mitoituksesta. Jännitettyjen rakenteiden yksi tärkeimpiä ominaisuuksia on halkeilematon tila käyttörajatilassa. (3, s. 587.)

Halkeilemattomuus tarkoittaa ehyen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden säilyvyyttä ja pienempää taipumaa verrattuna jännittämättömissä rakenteissa. Kokonaisjännitystila koostuu jännitysvoimasta syntyvästä normaalivoimasta P ja ulkoisista kuormista syntyvistä taivutusjännityksistä M (kuva 26). Jännittämisen tarkoituksena on tuottaa poikkileikkaukseen sellainen jännitystila, jossa jännitysvoiman ja ulkoisten kuormien aiheuttamat jännitykset synnyttävät vain pieniä vetojännityksiä. (3, s. 587.)



KUVA 26. Kokonaisjännitystilän komponentit (3, s. 589)

4.5.1 Normaalijännitys

Jänne jännitetään esijännitysvoimalla P ja ankkuroidaan jännitysalustan tukirakenteisiin. Jänneteräs tuottaa alkujännitystilän rakenteen σ_{p0} punoksiin kaavan 24 mukaisesti. (6, s. 13.)

$$\sigma_{p0} = \frac{P}{A_p}$$

KAAVA 24

missä σ_{p0} = jänneteräksissä jännittämishetkellä vallitseva jännitys
 P = esijännitysvoima
 A_p = jänneterästen pinta-ala

Vetovoiman suuntaa merkitään positiivisena ja puristusvoiman suuntaa negatiivisena tarkoittaen sitä, että jännitettäessä jänneterästä voiman arvo on positiivinen ja laukaistaessa betoniin negatiivinen. Kun jänneteräkset laukaistaan, jännevoimat leviävät luvun 4.4 mukaisesti ankkurikappaleiden kautta koko poikkileikkaukselle ja jännevoimat kuormittavat poikkileikkauksen ja synnyttävät jännitystilän $\sigma_{c,N,P}$ betoniin kaavan 25 mukaisesti. (3, s. 587; 6, s. 13.)

$$\sigma_{c,N,P} = \frac{-P}{A}$$

KAAVA 25

missä $\sigma_{c,N,P}$ = poikkileikkaukseen vaikuttava normaalijännitys
 P = jännitysvoima
 A = poikkileikkauksen pinta-ala

4.5.2 Taivutusjännitys

Normaalivoiman vaikuttaessa epäkeskisesti etäisyydellä e painopisteeseen O aiheuttaa se myös taivutusmomentin M_e kaavan 26 mukaisesti (3, s. 588).

$$M_e = -Pe \quad \text{KAAVA 26}$$

missä M_e = normaalivoiman epäkeskisyydestä aiheutuva taivutusmomentti
 P = jännitysvoima
 e = epäkeskisyyden kokonaisvoiman etäisyys painopisteeseen O

Näin ollen, epäkeskinen jännitysvoima P tuottaa poikkileikkaukseen myös taivutusjännityksen kaavan 27 mukaisesti (3, s. 588).

$$\sigma_{c,M_e,P}(y) = \frac{-Pe}{I}y = \frac{-M_e}{I}y \quad \text{KAAVA 27}$$

missä $\sigma_{c,M_e,P}$ = poikkileikkaukseen vaikuttava taivutusjännitys jännitysvoimasta
 M_e = normaalivoiman epäkeskisyydestä aiheutuva taivutusmomentti
 P = jännitysvoima
 I = poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
 e = epäkeskisyyden kokonaisvoiman etäisyys painopisteeseen O
 y = tarkastelu etäisyys painopisteeseen O

Oman painon ja ulkoisen kuormituksen tuottama taivutusmomentti poikkileikkaukseen aiheuttaa betoniin myös taivutusjännityksen $\sigma_{c,g+q}$ kaavan 28 mukaisesti. (6, s. 15)

$$\sigma_{c,g+q}(y) = \frac{M_{g+q}}{I_i} y \quad \text{KAAVA 28}$$

missä $\sigma_{c,g+p}$ = poikkileikkaukseen vaikuttava taivutusjännitys omasta painosta ja ulkoisista kuormista
 M_{g+q} = omasta painosta ja ulkoisista kuormista aiheutuva taivutusmomentti
 I = poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
 y = tarkastelu etäisyys painopisteeseen O

Taivutusjännityksiä laskettaessa huomioidaan, että poikkileikkauksen painopisteestä O mitattu koordinaatti y merkitään positiivisena, kun se mitataan painopisteestä alaspäin. Voidaan todeta, että mitan y ollessa 0 on myös poikkileikkauksen taivutusjännitys 0. (3, 587–588)

4.5.3 Jännitysvoiman yhdistelmäjännitys

Lineaarisen kimmoteorian mukaan erilaisten voimasuureiden vaikutukset voidaan laskea erikseen ja laskea yhteen osavaikutusten summana. Jännitysvoiman osavaikutusten yhteisvaikutuksesta voidaan laskea voiman aiheuttama yhdistelmäjännitys kaavan 29 mukaisesti. (3, s. 587.)

$$\sigma_{c,P}(y) = \sigma_{c,N,P} + \sigma_{c,Me,P}(y) = \frac{-P}{A_i} + \frac{-M_e}{I_i} y \quad \text{KAAVA 29}$$

missä $\sigma_{c,P}$ = poikkileikkaukseen vaikuttava yhdistelmäjännitys
 $\sigma_{c,N,P}$ = poikkileikkaukseen vaikuttava normaalijännitys
 $\sigma_{c,Me,P}$ = poikkileikkaukseen vaikuttava taivutusjännitys jännitysvoimasta

Tämä voidaan kirjoittaa myös kaavan 30 mukaisesti:

$$\sigma_{c,P}(y) = \frac{-P}{A_i} + \frac{-P}{I_i} y \quad \text{KAAVA 30}$$

Ja tämä lause voidaan kirjoittaa edelleen kaavan 31 mukaisesti:

$$\sigma_{c,P}(y) = \frac{-P}{A_i} \left(1 + \frac{ey}{I_i/A_i} \right) = \frac{-P}{A_i} \left(1 + \frac{ey}{i^2} \right) \quad \text{KAAVA 31}$$

missä i = poikkileikkauksen jäyhyyssäde tai neliöllinen keskisäde

Poikkileikkauksen jäyhyysäde i kirjoitetaan lujuusopinmukaisesti seuraavalla kaavalla 32 (18, s. 3.1.3.2.3).

$$i^2 = \frac{I}{A} \quad \text{tai} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{KAAVA 32}$$

missä i = poikkileikkauksen jäyhyysäde tai neliöllinen keskisäde
 I = poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
 A = poikkileikkauspinta-ala

Koordinaatti y :n ollessa positiivinen painopisteakselilta alaspäin luettaessa ja negatiivinen painopisteakselilta ylöspäin luettaessa voidaan kirjoittaa poikkileikkauksen äärijännitykset rakenneosan ala- ja yläpinnasta seuraavasti kaavoilla 33 ja 34 (3, s. 588).

$$\sigma_{c,P,Top} = \frac{N}{A} \left(1 - \frac{ey_{Top}}{i^2} \right) \quad \text{KAAVA 33}$$

$$\sigma_{c,P,Bot} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{ey_{Bot}}{i^2} \right) \quad \text{KAAVA 34}$$

missä i = poikkileikkauksen jäyhyysäde tai neliöllinen keskisäde
 I = poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
 A = poikkileikkauspinta-ala

4.5.4 Rakenteen kokonaisjännitystila

Rakenteen kokonaisjännitystila koostuu jänneterästen aiheuttamista jännityksistä rakenteeseen sekä ulkoisten kuormitusten aiheuttamista jännityksistä. Näin ollen kokonaisjännitystila voidaan kirjoittaa edellä mainittujen jännitysten summana kaavan 35 mukaisesti ja selvittää rakenneosan eriosissa vaikuttavat kokonaisjännitystilat. (3, s. 589.)

$$\sigma_{c,p}(y) = \sigma_{c,p} + \sigma_{c,g+q}(y) = \frac{-P}{A} \left(1 + \frac{ey}{i^2}\right) + \frac{M_{g+q}}{I} y \quad \text{KAAVA 35}$$

missä $\sigma_{c,p}$ = poikkileikkaukseen vaikuttava yhdistelmäjäännitys
 $\sigma_{c,g+p}$ = poikkileikkaukseen vaikuttava taivutusjäännitys omasta painosta ja ulkoisista kuormista

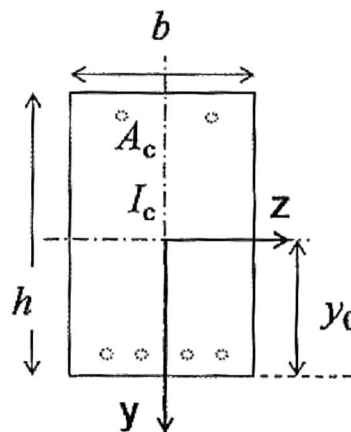
4.5.5 Profiilin poikkileikkaukset

Jälkijännitetyissä rakenteissa poikkileikkauksen muoto vaikuttaa rakenteen muodonmuutosominaisuuksiin ja jännitysjakamaan oleellisesti. Esimerkiksi I-poikkileikkaukset ovat taivutusrasitettuna suorakaidepoikkileikkauksia edullisempia muotoja, koska ne kykenevät kestäämään paremmin halkeilemattoman kuin saman mittaiset suorakaideprofiilit. Tämä johtuu siitä, että muodonmuutokset ja jännitysjakama jakautuvat poikkileikkauksessa lineaarisesti, mutta voimajakama riippuu poikkileikkauksen pinta-alasta eli leveydestä.

Huomioitava on myös poikkileikkauksen materiaaliominaisuudet teräksen ja betonin välillä niiden poikkeavien materiaaliominaisuuksien vuoksi. Laskennallisesti käytetään kolmea eri poikkileikkauksen mallia: bruttopoikkileikkausta, nettopoikkileikkausta ja muunnettua poikkileikkausta. (10, s. 595.) Eurokoodissa käsitellään myös haljennut ja halkeamaton poikkileikkaus erikseen (4, s. 203).

A. Brutto poikkileikkaus

Betonipoikkileikkausta (kuva 27) ilman terästen ja punosten pinta-aloista johtuvia vähennyksiä tai muunnettuja poikkileikkauksen raudoitusaloja kutsutaan bruttopoikkileikkaukseksi. Brutto poikkileikkausta käytetään yleensä alustavassa mitoituksessa. (4, s. 204.)



KUVA 27. Brutto poikkileikkaus (4, s. 204)

Brutto poikkileikkauksen poikkileikkauksominaisuudet voidaan laskea suorakaidepoikkileikkaukselle lujuusopin sääntöjen mukaan kaavoilla 36-38 (18, s. 3.1.3.2.1).

$$A_c = bh$$

KAAVA 36

missä A_c = betonipoikkileikkauksen bruttopinta-ala
 b = poikkileikkauksen leveys
 h = poikkileikkauksen korkeus

$$y_0 = h/2$$

KAAVA 37

kun poikkileikkaus on suorakulmainen

missä y_0 = bruttopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys alareunasta

h = poikkileikkauksen korkeus

$$I_c = \frac{bh^3}{12}$$

KAAVA 38

missä

I_c = bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

b = poikkileikkauksen leveys

h = poikkileikkauksen korkeus

B. Nettoikkileikkaus

Nettopoikkileikkauksesta on vähennetty jännitysmateriaalien viemä pinta-ala tarkoittaen jänteitä ja niiden kanavia sekä betoniterästen pinta-ala.

Nettopoikkileikkaus antaa tarkimman tuloksen ankkurijännerakenteille. Kaavat 39-42 soveltuvat suorakaiteen muotoisen nettopoikkileikkauksen laskentaan. (4, s. 204; 6. s 17.)

$$A_n = bh - A_s - A_p$$

KAAVA 39

missä

A_n = poikkileikkauksen nettopinta-ala

b = poikkileikkauksen leveys

h = poikkileikkauksen korkeus

A_s = vetoterästen pinta-ala

A_p = jänneterästen pinta-ala

$$y_{0n} = \frac{y_0 A_c - [A_s(h-d) + A_p(h-d_p)]}{A_n}$$

KAAVA 40

missä

y_{0n} = nettopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys palkin alareunasta

A_c = betonipoikkileikkauksen bruttopinta-ala

y_0 = bruttopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys alareunasta

A_n = poikkileikkauksen nettopinta-ala

h = poikkileikkauksen korkeus

A_s = vetoterästen pinta-ala

d = vetoterästen tehollinen korkeus
 A_p = jänneterästen pinta-ala
 d_p = jänneterästen tehollinen korkeus

$$I_n = I_c + A_c(y_{0n} - y_0)^2 - [A_s(y_{0n} - d)^2 + A_p(y_{0n} - d_p)^2] \quad \text{KAAVA 41}$$

missä

I_n = nettopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
 I_c = bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
 A_c = betonipoikkileikkauksen bruttopinta-ala
 y_{0n} = nettopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys palkin alareunasta
 y_0 = bruttopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys alareunasta
 A_s = vetoterästen pinta-ala
 d = vetoterästen tehollinen korkeus
 A_p = jänneterästen pinta-ala
 d_p = jänneterästen tehollinen korkeus

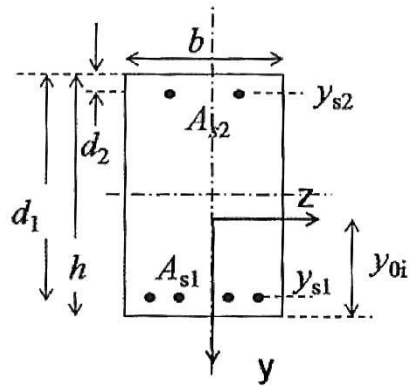
$$X_I = h - y_{0n} \quad \text{KAAVA 42}$$

missä

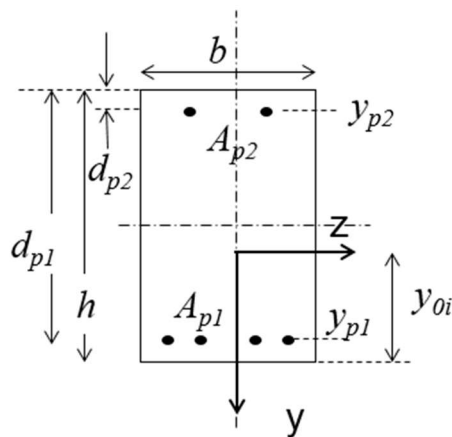
X_I = puristusvyöhykkeen korkeus, halkeamaton
 h = poikkileikkauksen korkeus
 y_{0n} = nettopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys palkin alareunasta

C. Muunnettu poikkileikkaus tai ideaalinen poikkileikkaus

Muunnettu poikkileikkaus tai ideaalinen poikkileikkaus (kuvat 28 ja 29) saadaan lisäämällä nettoalaan kaikkien terästen pinta-ala kerrottuna kimmokerrointen suhteella α_e ja α_p , jolla huomioidaan eri materiaalien yhteistoiminta. Muunnettu poikkileikkaus antaa tarkimman tuloksen tartuntajännerakenteille. (6, s. 17.)



KUVA 28. Muunnettu poikkileikkaus betoniteräksille (4, s. 204)



KUVA 29. Muunnettu poikkileikkaus jänneteräksille (6, s. 18)

Muunnetun poikkileikkauksen ominaisuuksia laskettaessa on tärkeää ymmärtää, mitä kimmokerrointen suhteella tarkoitetaan. Kun jonkin muun materiaalin muodonmuutos on yhtä suuri ja riippuvainen toisen materiaalin muodonmuutoksesta, voidaan materiaalien jännitysten suhdetta kuvata kertoimella (kaava 43). Jälkijännitetyissä rakenteissa tulee huomioida, että ensimmäinen jännitettävä jänne lyhenee eniten seuraavien jänteiden voimasta ja viimeisenä jännitettävä ei lyhene lainkaan. Tämä voidaan ottaa huomioon niin, että ensimmäisenä jännitettäviin jänteisiin tuotetaan ylijännitys, joka kompensoi betonin kimmoisen kokoonpuristuman ja jänteiden keskinäisen jännitysvoima vaihtelun. Muunnetun poikkileikkauksen arvot voidaan laskea kaavoilla 44–46. (3, s. 610-611; 6, s. 18; 4, s. 204.)

$$\sigma_1 = E_1 \varepsilon_1 = E_1 \varepsilon_2 = \frac{E_1 \sigma_2}{E_2} = \alpha_i \sigma_2$$

KAAVA 43

kun $\varepsilon_1 = \varepsilon_2$

missä

σ_1 = materiaalin 1. jännitys

E_1 = materiaalin 1. kimmokerroin

ε_1 = poikkileikkauksen bruttopinta-ala

σ_2 = materiaalin 2. jännitys

E_2 = materiaalin 2. kimmokerroin

ε_2 = poikkileikkauksen bruttopinta-ala

α_i = kahden materiaalin välinen kimmokerrointen suhde

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_s) + (\alpha_p - 1)(A_p)$$

KAAVA 44

missä

A_i = muunnettu poikkileikkauspinta-ala

A_c = betonipoikkileikkauksen bruttopinta-ala

α_e = betoniterästen ja betonin välinen kimmokerrointen suhde

A_s = vetoterästen pinta-ala

α_p = jänneterästen ja betonin välinen kimmokerrointen suhde

A_p = jänneterästen pinta-ala

$$y_{0i} = \frac{y_0 A_c + (\alpha_e - 1)[A_s(h-d)] + (\alpha_{ep} - 1)[A_p(h-d_p)]}{A_i}$$

KAAVA 45

missä

y_{0i} = muunnetun poikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys palkin alareunasta

A_c = betonipoikkileikkauksen bruttopinta-ala

y_0 = bruttopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys alareunasta

A_n = poikkileikkauksen nettopinta-ala

h = poikkileikkauksen korkeus

A_s = vetoterästen pinta-ala

d = vetoterästen tehollinen korkeus

A_p = jänneterästen pinta-ala

d_p = jänneterästen tehollinen korkeus

$$I_i = I_c + A_c(y_{0i} - y_0)^2 + (\alpha_e - 1)[A_s(y_{0i} - d)^2] + (\alpha_p - 1)[A_p(y_{0i} - d_p)^2]$$

KAAVA 46

missä

I_i = muunnetun poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

I_c = bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

A_c = betonipoikkileikkauksen bruttopinta-ala

y_{0i} = muunnetun poikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys palkin alareunasta

y_0 = bruttopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys alareunasta

α_e = jänneterästen ja betonin välinen kimmokerrointen suhde

A_s = vetoterästen pinta-ala

d = vetoterästen tehollinen korkeus

d_p = jänneterästen tehollinen korkeus

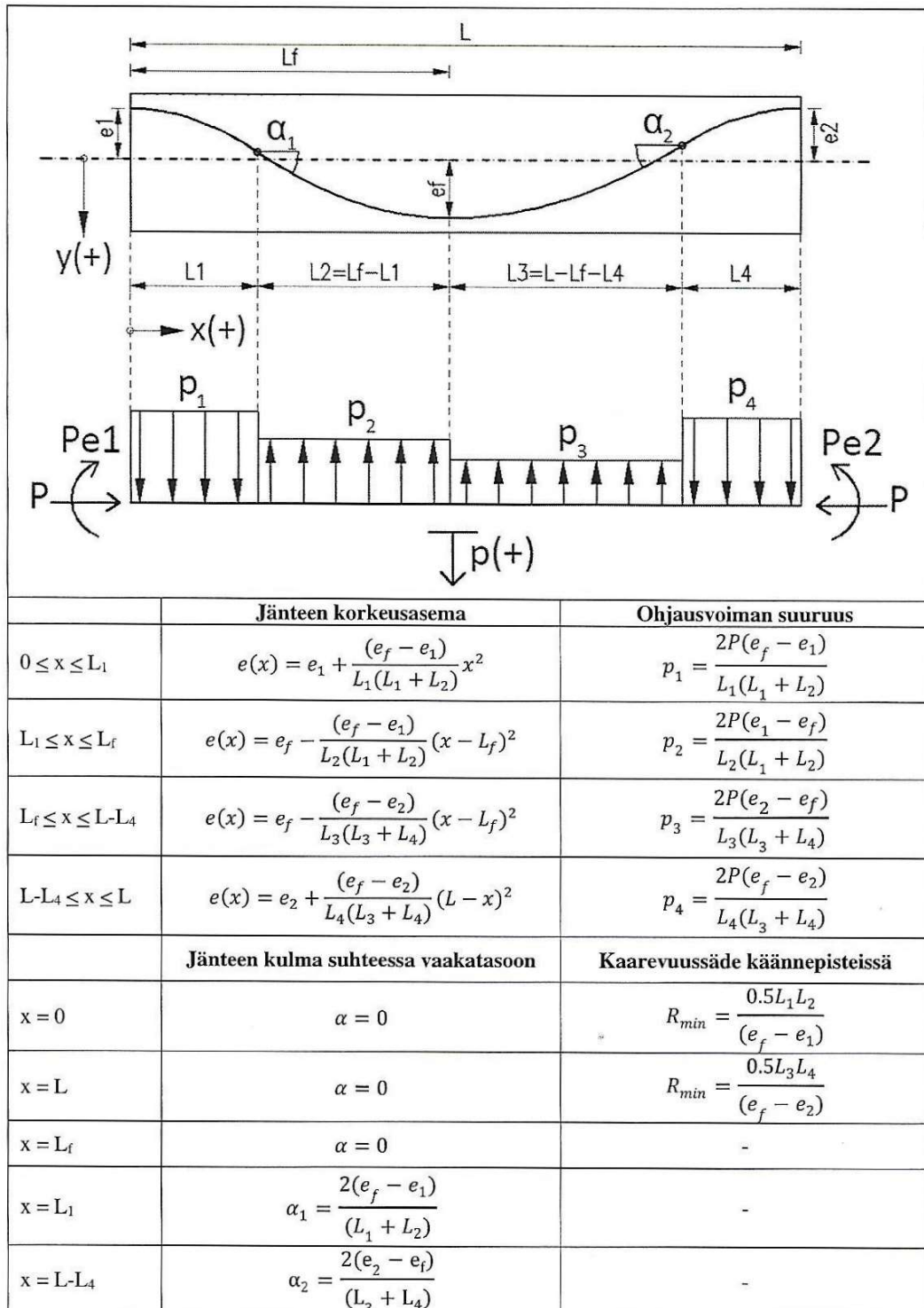
α_p = jänneterästen ja betonin välinen kimmokerrointen suhde

A_p = jänneterästen pinta-ala

4.6 Punosgeometria

Punosgeometrian suunnittelu on oleellinen osa jälkijännitettyjen rakenteiden suunnittelua. Punosten sijoittelulla voidaan hallita rakennesosan päätyihin syntyvää momentin suuruutta kasvattamalla tai pienentämällä ankkureiden etäisyyttä poikkileikkauksen pintakeskiöön nähden. Punosten kaarevuudella taas voidaan hallita nostovoiman eli ohjausvoiman suuruutta. Jännitys on mahdollista tehdä tulta tasatuilla paraabelin muotoisilla jänteillä. Tasatuilla paraabelijänteillä on olemassa laskukaavat sekä jänteiden kaarevuussäteen minimiarvojen laskusäännöt. Samoja laskusääntöjä voidaan soveltaa jatkuvien

rakenteiden reuna- ja keskikentissä. (17, s. 8; 19, s. 3.) Kaavat on esitetty kuvassa 30.



KUVA 30. Punosgeometria ja laskusäännöt (17, s. 8)

4.7 Jännityshäviöt

Jännityshäviöt ovat teräsjännityksestä ajan funktiona erinäisistä syistä katoavaa jännevoimaa. Osa syistä johtuu rakenteen muodonmuutoksista, osa betonin muodonmuutoksista sekä osa jännityslaitteistosta ja käytettävistä jänneteräksistä. Tartunnattomia jännemenetelmiä käsiteltäessä eurokoodimitoituksesta huomioitavat jännityshäviöt ovat betonin kokoonpuristuma, kutistuminen, viruma, jänneterästen kitkahäviöt ja relaksaatio ja ankkurilaitteiston ankkurihäviöt. (10, s. 611; 6, s. 19.)

4.7.1 Kokoonpuristuma

Kun betoni on kovettunut, jänteet laukaistaan. Jänteen ankkurointikohtaan vaikuttaa nyt jännevoimaa vastaava, mutta jännityssuuntaan vastakkaisuuntainen voima P . Voima P kuormittaa koko poikkileikkauksen. Jänneteräksen kohdalla tapahtuu rakenteen päätylohkoissa betonin kimmainen kokoonpuristuma. Näin ollen teräksen alkuperäisestä venymästä osa laukeaa heti pois jännityksen päästön yhteydessä. (6, s. 14; 3, s. 610.) Betonin välittömästä muodonmuutoksesta (47) on annettu eurokoodissa 1992-1-1 kaava 5.44 (10, s. 78).

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left(\frac{j |\Delta \sigma_{c,i}|}{E_{cm,i}} \right) \quad \text{KAAVA 47}$$

missä

ΔP_{el} = välitön jännityshäviö kimmoisesta kokoonpuristumasta
 A_p = jänneterästen kokonaispinta-ala
 E_p = jänneterästen kimmokerroin
 j = eurokoodin kerroin ”j”
 $\Delta \sigma_{c,i}$ = yhden punoksen aiheuttama keskimääräinen jännitys betonissa
 $E_{cm,i}$ = betonin keskimääräinen kimmokerroin jännityshetkellä

4.7.2 Kutistuma ja viruma

Kutistuman ja viruman merkitys jännebetonirakenteisiin on käsitelty luvuissa 3.3.3 ja 3.3.4. Viruma ja kutistuma voidaan huomioida mitoituksessa erilaisilla taulukkomitoituksilla tai laskea eurokoodin määrittämällä kaavoilla 48-62 (3, s. 45-46; 4, s. 44).

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \varphi$$

KAAVA 48

missä

ε_{cc} = betonin virumamuodonmuutos

ε_c = betonin kuormituksesta johtuva muodonmuutos

φ = virumaluku

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} \varphi(t, t_0)$$

KAAVA 49

missä

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ = betonin virumamuodonmuutos ajan
funktiona

$\sigma_c(t_0)$ = betonin jännitys kuormituksen alkaessa

E_c = tangentialmoduuli tai tangentialkimmokerroin

$\varphi(t, t_0)$ = virumaluku aikavälillä (t, t_0)

t = betonin ikä tarkasteluhetkellä

t_0 = betonin ikä kuormituksen alkaessa

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t - t_0)$$

KAAVA 50

missä

$\varphi(t, t_0)$ = virumaluku aikavälillä (t, t_0)

φ_0 = virumaluvun perusarvo

$\beta_c(t-t_0)$ = viruman aikafunktio

t = betonin ikä tarkasteluhetkellä

t_0 = betonin ikä kuormituksen alkaessa

$$\varphi_0 = \varphi_{RH}\beta(f_{cm})\beta(t_0)$$

KAAVA 51

missä

φ_0 = virumaluvun perusarvo

φ_{RH} = ilmankosteuden vaikutus virumaan

$\beta_c(f_{cm})$ = betonin puristuslujuuden vaikutus

$\beta(t_0)$ = betonin iän vaikutus

f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1^3\sqrt{h_0}}$$

KAAVA 52

kun $f_{cm} \leq 35\text{MPa}$

missä

φ_{RH} = ilmankosteuden vaikutus virumaan

RH = ympäröivä ilmankosteus

h_0 = muunnettu paksuus

$$\varphi_{RH} = \alpha_2 \left[1 + \alpha_1 \frac{1-RH/100}{0,1^3\sqrt{h_0}} \right]$$

KAAVA 53

kun $f_{cm} > 35\text{MPa}$

missä

φ_{RH} = ilmankosteuden vaikutus virumaan

RH = ympäröivä ilmankosteus

h_0 = muunnettu paksuus

α_1 = betonin puristuslujuuden virumakerroin 1.

α_2 = betonin puristuslujuuden virumakerroin 2.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

KAAVA 54

missä

h_0 = muunnettu paksuus

A_c = betonipoikkileikkauksen pinta-ala

u = kuivuvan poikkileikkauksen yhteenlaskettu piiri

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7}$$

KAAVA 55

missä

α_1 = betonin puristuslujuuden virumakerroin 1.

f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2}$$

KAAVA 56

missä

α_2 = betonin puristuslujuuden virumakerroin 2.

f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

KAAVA 57

missä

$\beta_c(f_{cm})$ = betonin puristuslujuuden vaikutus

f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,20}}$$

KAAVA 58

missä

$\beta(t_0)$ = betonin iän vaikutus

t_0 = betonin ikä kuormituksen alkaessa

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_{RH} + t - t_0} \right]^{0,3}$$

KAAVA 59

missä

$\beta_c(t-t_0)$ = viruman aikafunktio

β_{RH} = ilmankosteuden vaikutus virumaan

t = betonin ikä tarkasteluhetkellä

t_0 = betonin ikä kuormituksen alkaessa

$$\beta_{RH} = 1,5(1 + (0,012RH)^{18})h_0 + 250 \leq 1500$$

KAAVA 60

kun $f_{cm} \leq 35\text{MPa}$

missä

β_{RH} = ilmankosteuden vaikutus virumaan

RH = ympäröivä ilmankosteus

h_0 = muunnettu paksuus

$$\beta_{RH} = 1,5(1 + (0,012RH)^{18})h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3$$

KAAVA 61

kun $f_{cm} > 35\text{MPa}$

missä

β_{RH} = ilmankosteuden vaikutus virumaan

RH = ympäröivä ilmankosteus

h_0 = muunnettu paksuus

α_3 = betonin puristuslujuuden virumakerroin 3.

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5}$$

KAAVA 62

missä

α_3 = betonin puristuslujuuden virumakerroin 3.

f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo

Viruman tarkastelussa voidaan käyttää kaavan 14 mukaan muunnettua lämpötilasta riippuvaa arvoa t_T . Sementtilajin vaikutusta virumisen aikafunktioon voidaan myöskin tarkentaa kaavalla 63. (3, s. 47.)

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right)^\alpha$$

KAAVA 63

$t_0 \geq 0,5$

missä

$t_{0,T}$ = lämpötilakorjattu betonin ikä t_T

$\alpha = -1$ hitaasti kovettuvilla sementeillä (S)

$\alpha = 0$ normaalisti kovettuvilla sementeillä (N)

$\alpha = 1$ nopeasti kovettuvilla sementeillä (R)

Kutistumaa laskettaessa selvitetään kuivumiskutistuma, kovettumiskutistuma ja näiden summa loppukutistuma kaavojen 64–73 avulla (3, s. 41–42 ja 616; 10, s. 199).

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t, t_0) + \varepsilon_{ca}(t) \quad \text{KAAVA 64}$$

missä

- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = kutistumismuodonmuutos
- $\varepsilon_{cd}(t, t_0)$ = kuivumiskutistumismuodonmuutos
- $\varepsilon_{ca}(t, t_0)$ = kovettumiskutistumismuodonmuutos
- t_0 = betonin ikä kuivumisen alkaessa
- t = betonin ikä tarkasteluhetkellä

$$\varepsilon_{cd}(t, t_0) = \beta(t, t_0)\varepsilon_{cd,\infty} \quad \text{KAAVA 65}$$

missä

- $\varepsilon_{cd}(t, t_0)$ = kuivumiskutistuman yhtälö
- $\beta(t, t_0)$ = kuivumiskutistuman aika- ja muotokerroin
- $\varepsilon_{cd,\infty}$ = kuivumiskutistuman loppuarvo

$$\beta(t, t_0) = \sqrt{\frac{(t-t_0)}{350h_0^2+(t-t_0)}} \quad \text{KAAVA 66}$$

missä

- $\beta(t, t_0)$ = kuivumiskutistuman aika- ja muotokerroin
- h_0 = muunnettu paksuus
- t_0 = betonin ikä kuivumisen alkaessa
- t = betonin ikä tarkasteluhetkellä

$$\varepsilon_{cd,\infty} = \beta_{RH}(RH)\varepsilon_{cd}(f_{cm}) \quad \text{KAAVA 67}$$

missä

- $\varepsilon_{cd,\infty}$ = kuivumiskutistuman loppuarvo
- $\beta_{RH}(RH)$ = kuivumiskutistuman ilmankosteuden kerroin
- $\varepsilon_{cd0}(f_{cm})$ = kuivumiskutistuman perusyhtälö

$$\beta_{RH}(RH) = -1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad \text{KAAVA 68}$$

$$\text{kun, } RH < \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \times 99\%$$

missä $\beta_{RH}(RH)$ = kuivumiskutistuman ilmankosteuden kerroin
 RH = ilman suhteellinen kosteus
 f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo

$$\beta_{RH}(RH) = 0,25 \quad \text{KAAVA 69}$$

$$\text{kun, } RH \geq \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \times 99\%$$

missä $\beta_{RH}(RH)$ = kuivumiskutistuman ilmankosteuden kerroin
 RH = ilman suhteellinen kosteus
 f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo

$$\varepsilon_{cd0}(f_{cm}) = \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) e^{-\alpha_{ds2} f_{cm}/10 \text{MPa}} \right] \times 10^{-6} \quad \text{KAAVA 70}$$

missä $\varepsilon_{cd0}(f_{cm})$ = kuivumiskutistuman perusyhtälö
 α_{ds1} = sementtilajista riippuva kerroin 1. (taulukko 24)
 α_{ds2} = sementtilajista riippuva kerroin 2. (taulukko 24)
 f_{cm} = betonin puristuslujuuden keskiarvo

TAULUKKO 24. Sementtilajien kertoimet kutistumisyhtälöissä (3, s. 42)

Sementtilaatu	Hitaasti kovettuva (S)	Normaalisti kovettuva (N)	Rapid-erikoisluja (R)
α_{ds1}	3	4	6
α_{ds2}	0,13	0,11	0,12

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca}(t)\varepsilon_{ca,\infty}$$

KAAVA 71

missä

$\varepsilon_{ca}(t)$ = kovettumiskutistuman yhtälö

$\beta_{ca}(t)$ = kovettumiskutistuman aikafunktio

$\varepsilon_{ca,\infty}$ = kovettumiskutistuman loppuarvo

t = betonin ikä tarkasteluhetkellä

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$$

KAAVA 72

missä

$\varepsilon_{ca,\infty}$ = kovettumiskutistuman loppuarvo

f_{ck} = betonin lieriölujuus

$$\beta_{ca}(t) = e^{s(1-\sqrt{\frac{28}{t}})}$$

KAAVA 73

missä

$\beta_{ca}(t)$ = kovettumiskutistuman aikafunktio

t = betonin ikä tarkasteluhetkellä

s = sementtityypistä riippuva kerroin

= 0,20 (sementtityyppi R = nopeasti kovettuva)

= 0,35 (sementtityyppi N = normaalisti kovettuva)

= 0,38 (sementtityyppi S = hitaasti kovettuva)

4.7.3 Kokonaismuodonmuutos

Kokonaismuodonmuutos (kaava 47) on betoniin vaikuttavien ulkoisten kuormitusten tuottaman jännityksen, kutistuman, viruman ja lämpötilan muutosten muodonmuutosten summa (3, s. 40–41).

Kokonaismuodonmuutoksen selvittäminen voidaan arvioida rakenteeseen vaikuttavat lisäjännitykset ja suunnitella esimerkiksi halkeiluraudoitus ja työ- ja liikuntasaumamat (10, s. 193).

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ce}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t, \Delta T) \quad \text{KAAVA 74}$$

missä

- $\varepsilon_c(t)$ = betonin kokonaismuodonmuutos ajanhetkellä t
- $\varepsilon_{ce}(t_0)$ = betonin kuormituksesta johtuva muodonmuutos ajanhetkellä t₀
- $\varepsilon_{cc}(t)$ = betonin virumamuodonmuutos ajanhetkellä t
- $\varepsilon_{cs}(t)$ = betonin kutistumismuodonmuutos ajanhetkellä t
- $\varepsilon_{cT}(t, \Delta T)$ = lämpötilan muutoksen ΔT aiheuttama betonin muodonmuutos ajanhetkellä t

4.7.4 Relaksaatio

Jänneterästen relaksaatio saadaan valmistajan koetuloksista tai laskennallisesti eurokoodin 1992-1-1 mukaisilla kaavoilla relaksaatioluokittain. Kaavat soveltuvat lankoihin ja punoksiin, joissa tapahtuu tavanomaista relaksaatiota ja pientä relaksaatiota ja kuumavalssatuille ja muokatuille tangoille. Jänneterästen loppuarvot saadaan käyttämällä ajan hetkellä $t = 500\,000$ h, eli noin 57 vuotta. (10, s. 43.)

Suunnittelussa käytettävän relaksaatiohäviön voidaan otaksua olevan $3 \rho_{1000}$, mikäli tarkempaa tietoa ei ole saatavissa. Tarkemmat määritykset voidaan tehdä kaavojen 75-78 avulla, joilla voidaan arvioida relaksaatiohäviön suuruutta ajan funktiona relaksaatioluokittain. (10, s. 32; 13, s. 11.) Relaksaatioluokat on esitetty luvussa 3.5.5

LUOKKA 1. $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p0}} = 5,39\rho_{1000}e^{6,7\mu_i} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu_i)} 10^{-5}$ KAAVA 75

LUOKKA 2. $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p0}} = 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu_i} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu_i)} 10^{-5}$ KAAVA 76

LUOKKA 3. $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p0}} = 1,98\rho_{1000}e^{8\mu_i} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu_i)} 10^{-5}$ KAAVA 77

missä $\Delta\sigma_{pr}$ = jänneterästen relaksaatiohäviö
 σ_{p0} = jänneteräksissä jännittämishetkellä vallitseva jännitys
 ρ_{1000} = relaksaatiohäviö 1000 tuntia jännittämisen jälkeen
 t = jännittämisen jälkeinen aika
 μ = jännittämishetkellä vallitsevan jännityksen ja jänneteräksen vetolujuuden suhde

$\mu = \frac{\sigma_{p0}}{f_{pk}}$ KAAVA 78.

missä μ = jännittämishetkellä vallitsevan jännityksen ja jänneteräksen vetolujuuden suhde
 σ_{p0} = jänneteräksissä jännittämishetkellä vallitseva jännitys
 f_{pk} = jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo

4.7.5 Kitkahäviöt

Kitkavaikutukset esiintyvät kaikissa jälkijännitetyissä rakenteissa, jotka ovat ankkurijännerrakenteita. Jännitustunkilla jännitetty voima ei ole sama kuin jänteen eri pisteissä vallitseva voima jänteiden kaarevuuden vuoksi.

Kitkavaikutukset jaetaan kahteen tyyppiin, pituusvaikutukseen ja kaarivaikutukseen. (3, s. 618–619.)

Pituusvaikutus tarkoittaa kitkaa, joka esiintyy suoraksi jännitettyssä jänteessä. Suoraksi jännitetty jänne ei ole kuitenkaan koskaan täysin suora. Kitka muodostuu aina jänteen ja sitä koskettavan ympäröivän materiaalin välille. Pituusvaikutus riippuu jänteen pituudesta, kitkakertoimesta ja jännityksen suuruudesta. (3, s. 619.)

Kaarivaikutus esiintyy rakenteissa, joissa jänteet on asetettu rakenteen sisään kaarevasti. Jänteen ja betonin välisen poikittaisen puristavan voiman suuruus riippuu olennaisesti punoksen jännityksestä ja kokonaiskulmamuuutuksesta. Kaarivaikutuksen vuoksi viimeiseksi jännitettäviin punoksiin kohdistuu aina huomattavasti enemmän kitkaa, koska aiemmin jännitetyt punokset ja niiden aiheuttama puristusvoima painaa punoksia. (3, s. 619.) Molemmat vaikutukset voidaan huomioida eurokoodissa 1992-1-1 esitetyllä kaavalla 5.45 (10, s. 78). Tässä työssä sama kaava on kaava 79.

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu_k(\theta+kx)}) \quad \text{KAAVA 79.}$$

missä

$\Delta P_{\mu}(x)$ = jänneterästen kitkahäviö

P_{max} = kokonaisvoima jänneteräksistä ennen jännityshäviöitä

μ_k = jänneteräksen ja sen suojaputken välinen kitkakerroin

θ = ankkurijänteen suunnan muutosten summa radiaaneina etäisyydellä x

k = aaltoisuusluku

x = jänneteräksiä pitkin mitattu etäisyys

aktiiviankkurilta

Jännemenetelmän valmistajan ETA:sta tai käyttöselosteesta kohdan 2.5 mukaan tulee löytyä kitkahäviöiden laskentaan tarvittavat kitkakerroin μ ja aaltoisuusluku k (17, s. 6). Huomioidaan, että aaltoisuusluvun k arvo riippuu jänneterästen tukien välisen etäisyyden ja suojaputken tyyppin lisäksi myös työnsuorituksen laadusta ja betonia valettaessa käytettävästä tärytysasteesta.

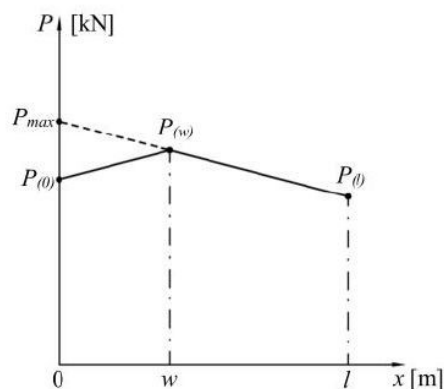
(13, s. 21.) Olemassa on myös kitkahäviöiden mitoittamiseen eri taulukkoarvoja (taulukko 25) kaari- ja pituusvaikutuksen arvioimiseen. (3, s. 621)

TAULUKKO 25. Jännetyyppien kitkakerrointen ja aaltoisuuslukujen arvoja (3, s. 621)

Jännetyyppi	Suojaputki	μ	k
Päällystämätön lanka tai suurihalkaisijaiset punokset	Kirkas taipuisa peltiputki	0,30	0,0066
	Galvanoitu taipuisa peltiputki	0,25	0,0049
	Galvanoitu jäykkä peltiputki	0,25	0,0007
	Paperi- tai muovipäällyste	0,05	0,0049
Päällystämätön seitsemänsäikeinen punos	Kirkas taipuisa peltiputki	0,30	0,0066
	Galvanoitu taipuisa peltiputki	0,25	0,0049
	Galvanoitu jäykkä peltiputki	0,25	0,0007
	Paperi- tai muovipäällyste	0,08	0,0046
Kirkkaat terästangot	Kirkas taipuisa peltiputki	0,20	0,0010
	Galvanoitu taipuisa peltiputki	0,15	0,0007
	Galvanoitu jäykkä peltiputki	0,15	0,0007
	Paperi- tai muovipäällyste	0,05	0,0007

4.7.6 Ankkurointihäviöt

Ankkurointihäviö tai lukitushäviö aiheutuu ankkureiden kiilauksessa syntyvistä liukumista ja ankkurikappaleen muodonmuutoksista. Häviön suuruutta on kuvattu jännevoiman ja palkin pituuden välisessä koordinaatistossa kuvassa 31. Näiden liukumien suuruus tulee ilmoittaa kunkin jännittämismenetelmän käyttöselosteessa. Ankkurointiliukumien arvo Δ_{slip} tulee esittää ETA-hyväksynnässä tai käyttöselosteessa. Ankkuriliukumasta johtuva jännityshäviö voidaan laskea kaavoilla 80–84. (13, s. 22.)



KUVA 31. Lukitusliukumien vaikutusalue (13, s. 22)

$$\Delta P_{sl} = 2\Delta_p w$$

KAAVA 80

missä

ΔP_{sl} = ankkurointiliukuman jännityshäviö

Δ_p = kitkasta johtuva keskimääräinen jännityshäviö

w = ankkurointiliukuman vaikutuksen pituus tai x_{set}

$$w = \sqrt{\frac{\Delta_{slip} E_p A_p}{\Delta_p}}$$

KAAVA 81

missä

w = ankkurointiliukuman vaikutuksen pituus tai x_{set}

Δ_{slip} = lukitusliukuma

E_p = jänneterästen kimmokerroin

A_p = jänneterästen pinta-ala

Δ_p = kitkasta johtuva keskimääräinen jännityshäviö

$$\Delta_p = \frac{P_{max} - P_l}{l}$$

KAAVA 82

missä

Δ_p = kitkasta johtuva keskimääräinen jännityshäviö

P_{max} = kokonaisvoima jänneteräksistä ennen jännityshäviöitä

P_l = jännevoima passiivipäässä kitkahäviöiden jälkeen

l = jänteen kokonaispituus

Mikäli lukitusliukuma vaikuttaa koko jänteen matkalle eikä vain osassa jännettä, voidaan ankkurointihäviöiden vaikutus laskea yksinkertaistetusti kaavojen 83 ja 84 mukaan (13, s. 22).

AKTIIVIANKKURILLA:
$$\Delta P = \frac{\Delta \varepsilon E_p A_p}{l} + \Delta_p w$$

KAAVA 83

PASSIIVIANKKURILLA:
$$\Delta P = \frac{\Delta \varepsilon_p A_p}{l} - \Delta_p w$$

KAAVA 84

4.7.7 Ajasta riippuvat jännityshäviöt

Ajasta riippuvat jännityshäviöt voidaan laskea yksinkertaistetusta eurokoodin 1992-1-1 mukaisella kaavalla 5.46 (kaava 85). Ajasta riippuviin jännityshäviöihin kuuluvat, betonin viruminen ja kutistuma sekä jänneterästen relaksaatio. (10, s. 79.)

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c z_p^2}{I_c}\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad \text{KAAVA 85}$$

missä

ΔP_{c+s+r} = ajasta riippuvat häviöt jänneteräksissä

A_p = jänneterästen pinta-ala

$\sigma_{p,c+s+r}$ = ajasta riippuvat jännityshäviöt

E_p = jänneterästen kimmokerroin

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = kutistumismuodonmuutos

$\Delta \sigma_{pr}$ = jänneterästen relaksaatiohäviö

E_{cm} = betonin keskimääräinen kimmokerroin

$\varphi(t, t_0)$ = virumaluku aikavälillä (t, t_0)

$\sigma_{c,QP}$ = omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista pitkäaikaisista kuormista aiheutuva jänneterästen kohdalla vaikuttava jännitys

A_c = betonipoikkileikkauksen bruttopinta-ala

I_c = bruttopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

z_p = jänneterästen sisäinen momenttivarsi

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ = kutistumismuodonmuutos

4.7.8 Kokonaisjännityshäviöt

Kokonaisjännityshäviöihin luetaan betonin kokoonpuristuma ΔP_{el} , kitkahäviöt ΔP_{μ} , ankkurointiliukuman jännityshäviö ΔP sekä ajasta riippuvat jännityshäviöt ΔP_{c+s+r} . Jännityshäviöiden eri arvot voidaan laskea kaavoilla 86–89. (6, s. 19.)

$$\Delta P_0 = \Delta P_{el} + \Delta P_{\mu} + \Delta P + \Delta P_{c+s+r} \quad \text{KAAVA 86}$$

missä ΔP_0 = kokonaisjännityshäviö
 ΔP_{el} = välitön jännityshäviö kimmoisesta kokoonpuristumasta
 ΔP_{μ} = jänneterästen kitkahäviö
 ΔP = ankkurointiliukuman jännityshäviö
 ΔP_{c+s+r} = ajasta riippuvat voimahäviöt jänneteräksissä

$$P_{m.t} = P_0 - \Delta P_0 \quad \text{KAAVA 87}$$

missä $P_{m.t}$ = jännitysvoima kokonaishäviöiden jälkeen
 P_0 = alkuperäinen jännitysvoima
 ΔP_0 = kokonaisjännityshäviö

$$P_{m.0} = P_0 - \Delta P_{el} - \Delta P_{sl} + \Delta P_{\mu} \quad \text{KAAVA 88}$$

kun, $x \leq w$

missä $P_{m.0}$ = jännitysvoima välittömien häviöiden jälkeen
 P_0 = alkuperäinen jännitysvoima
 ΔP_{el} = välitön jännityshäviö kimmoisesta kokoonpuristumasta
 ΔP_{sl} = ankkurointiliukuman jännityshäviö
 ΔP_{μ} = jänneterästen kitkahäviöt

$$P_{m.0} = P_0 - \Delta P_{el} - \Delta P_{\mu}$$

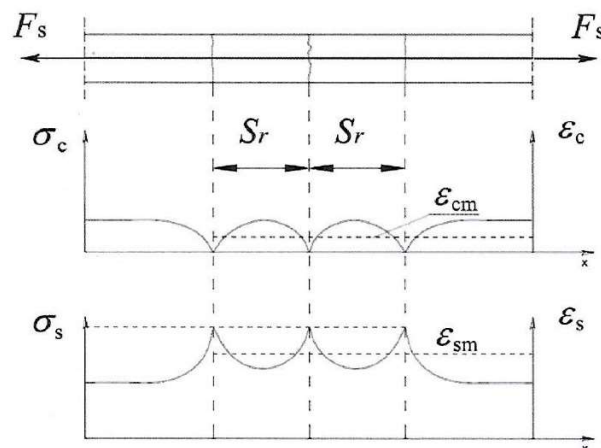
KAAVA 89

kun, $x > w$

missä $P_{m.0}$ = jännitysvoima välittömien häviöiden jälkeen
 P_0 = alkuperäinen jännitysvoima
 ΔP_{el} = välitön jännityshäviö kimmoisesta
 kokoonpuristumasta
 ΔP_{μ} = jänneterästen kitkahäviö

4.8 Halkeilu

Ensimmäiset halkeamat esiintyvät maksimimomentin kohdalla, missä betonin vetolujuus ylittyy. Jos kuormitus kasvaa, halkeamia muodostuu lisää, kunnes halkeamien määrä ei enää lisääny vaan halkeamien leveys kasvaa. Kuvassa 32 on kuvattu rakenteen halkeamatilaa, jossa S_r on halkeamien välinen pituus, ϵ_{sm} betoniterästen keskimääräinen venymä ja ϵ_{cm} betonin keskimääräinen venymä.



KUVA 32. Halkeilutila (4, s. 210)

Eurokoodissa esitetään halkeilun laskukaavat jänneteräsrakenteisiin (kaavat 90-101). Jännepunoksien kanavoinnilla ja puristuksella halkeilu pyritään kokonaan estämään jännebetonirakenteissa. (4, s. 210–211; 3, s. 669–671; 13, s. 40)

$$M_{cr} = W_{bot}(f_{ctm,eff} + \sigma_c) \quad \text{KAAVA 90}$$

missä M_{cr} = halkeilumomentti
 W_{bot} = vedetyn reunan taivutusvastus
 $f_{ctm,eff}$ = betonin tehollinen vetolujuus, käytetään taivutusvetolujuutta $f_{ctm,fl}$
 σ_c = keskeinen puristusjännitys

$$W_{bot} = \frac{I_n}{y_{0n}} \quad \text{KAAVA 91}$$

missä W_{bot} = vedetyn reunan taivutusvastus
 I_n = nettopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
 y_{0n} = nettopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys palkin alareunasta

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad \text{KAAVA 92}$$

missä $A_{s,min}$ = vetoraidoituksen vähimmäispinta-ala
 σ_s = raudoituksen vetojännitys välittömästi halkeaman muodostumisen jälkeen
 k = pakkovoimien kerroin
 k_c = jännitysjakauman kerroin
 $f_{ct,eff}$ = laskelmissa käytettävä taivutusvetolujuus
 A_{ct} = betonin vetorasitetun poikkileikkauksen ala ennen halkeaman muodostumista

$$w_{ks} = \Delta\varepsilon_{sm} s_{r,max} = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad \text{KAAVA 93}$$

missä w_{ks} = halkeamaleveys
 $s_{r,max}$ = halkeamaväli
 $\Delta\varepsilon_{sm}$ = venymäero
 ε_{sm} = punoksien keskimääräinen venymä halkeamin välillä
 ε_{cm} = keskimääräinen betonin venymä halkeamin välillä

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\sigma_{jm}}{\rho_{p,eff}}$$

KAAVA 94

missä

$s_{r,max}$ = halkeamaväli

k_1 = halkeamavälin laskentakerroin 1. (taulukko 26)

k_2 = halkeamavälin laskentakerroin 2. (taulukko 26)

k_3 = halkeamavälin laskentakerroin 3. (taulukko 26)

k_4 = halkeamavälin laskentakerroin 4. (taulukko 26)

σ_{jm} = jänneterästen keskimääräinen halkisija

$\rho_{p,eff}$ = tehollinen raudoitussuhde, missä

betoniteräokset ja jänneteräokset

TAULUKKO 26. Halkeamavälin laskennassa tarvittavat kertoimet (4, s. 211)

Kerroin	Kertoimen arvo	Selite
k	1,0	uumissa $h \leq 300\text{mm}$ laipoissa $b \leq 300\text{mm}$
	0,65	uumissa $h > 300\text{mm}$ laipoissa $b > 300\text{mm}$
k_c	0,4	puhdas taivutus
	1,0	puhdas veto
k_1	0,8	hyvä tartunta
	1,6	huono tartunta (lähes sileä)
k_2	0,5	taivutus
	1,0	suora veto
k_3	3,4	kansallisesti valittava arvo
k_4	0,425	kansallisesti valittava arvo

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{eff}}$$

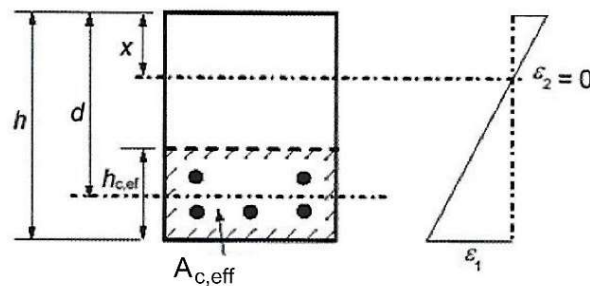
KAAVA 95

missä $\rho_{p,eff}$ = tehollinen raudoitussuhde, missä
 betoniteräkset ja jänneteräkset
 A_s = vetoterästen pinta-ala
 ξ_1 = kerroin 0,5
 A_p = jänneterästen pinta-ala
 $A_{c,eff}$ = tehollinen vetopinta-ala

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{eff}}$$

KAAVA 96

missä $\rho_{p,eff}$ = tehollinen raudoitussuhde, missä
 betoniteräkset ja jänneteräkset
 A_s = vetoterästen pinta-ala
 ξ_1 = kerroin 0,5
 A_p = jänneterästen pinta-ala
 $A_{c,eff}$ = tehollinen vetopinta-ala (kuva 33)



KUVA 33. Tehollinen vetopinta-ala (4, s. 212)

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d_i), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2} \right\}$$

KAAVA 97

missä $h_{c,eff}$ = tehollisen vetoalueen korkeus
 h = poikkileikkauksen korkeus
 d_i = vetoterästen ja jänneterästen tehollinen korkeus
 X = puristusalueen korkeus

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff}$$

KAAVA 98

missä

$A_{c,eff}$ = tehollinen vetopinta-ala

b = poikkileikkauksen leveys

$h_{c,eff}$ = tehollisen vetoalueen korkeus

$$\Delta\varepsilon_{sm} = \max \left\{ \frac{\Delta\sigma_p - k_t \frac{f_{ctm,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_p \rho_{p,eff})}{E_p}, 0,6 \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \right\}$$

KAAVA 99

missä

$\Delta\varepsilon_{sm}$ = venymäero

$\Delta\sigma_p$ = jänneterästen jännityksen muutos halkeamisen jälkeen

k_t = kerroin pitkäaikaisvaikutuksille, 0,4

$f_{ctm,eff}$ = taivutusvetolujuus $f_{ctm,fl}$

$\rho_{p,eff}$ = tehollinen raudoitussuhde, missä betoniteräksset ja jänneteräksset

α_p = jänneterästen ja betonin välinen kimmokerrointen suhde

E_p = jänneterästen kimmokerroin

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{pII} - \sigma_{pII0}$$

KAAVA 100

missä

$\Delta\sigma_p$ = jänneterästen jännityksen muutos halkeamisen jälkeen

σ_{pII} = jänneterästen jännitys halkeilleen poikkileikkauksen mukaan laskettuna

σ_{pII0} = jänneterästen jännitys silloin, kun niiden kohdalla betonissa on nollajännitys

$$\sigma_{pII} = \frac{M_f}{z_p A_p}$$

KAAVA 101

missä

σ_{pII} = jänneterästen jännitys halkeilleen
poikkileikkauksen mukaan laskettuna

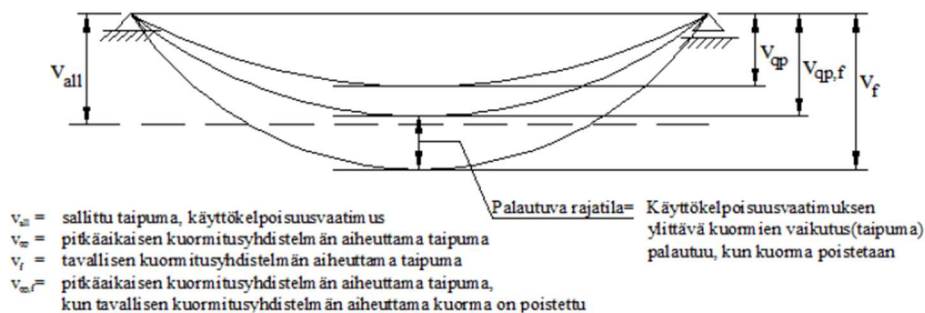
M_f = momentti halkeaman kohdalla tavallisella
yhdistelmällä

z_p = poikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen
painopisteen välinen etäisyys

A_p = jänneterästen pinta-ala

4.9 Taipuma

Taipumarajana käytetään pitkäaikaiskuormilla viruma ja rakenteen halkeilu huomioiden enintään arvoa $L/250$. Taipuman periaate eri kuormitusyhdistelmillä on esitetty kuvassa 34. Taipumarajaa voidaan kuitenkin hankekohtaisesti tiukentaa esimerkiksi liittyvien rakenteiden taipumarajan takia tai esteettisistä syistä. Jännitetyiltä kantavilta betonitasorakenteilta edellytetään taipuman laskentaa. (13, s. 31.)



KUVA 34. Sallittu taipuma suhteessa palautuvaan rajatilaan (17, s. 23)

Taipumatarkastelussa otetaan ensin selvää, halkeaako rakenne kuormien tavallisella yhdistelmällä. Jos palkki ei halkeile, voidaan käyttää halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomenttia. Jos halkeamamomentti on suurempi kuin maksimimomentti kuormien tavallisella yhdistelmällä, taipumalaskelmissa voidaan käyttää halkeilemattoman poikkileikkauksen ominaisuuksia. Jälkijännitettyrakenne ei halkeile, jos se on suunniteltu oikein. Taipuma voidaan laskea kaavalla 102, johon vaikuttavat

kuvan 36 mukaisesti ulkoiset kuormitukset ja punosten ohjausvoimat. Jatkuvalle rakenteelle taipumien määrittäminen on hankalampaa, mutta siihen auttaa kuvan 35 mukaiset ulkoisten kuormien taipuma-arvot. (17, s. 23.)

$$\Delta_{qp} = \frac{L_1^2(p_1(P_{m.t}))(3L_{eff}^2 - 2L_1^2)}{48E_{c,eff}l_n} + \frac{5(p_{qp} + p_2(P_{m.t}))L_{eff}^4}{384E_{c,eff}l_n} \quad \text{KAAVA 102}$$

missä

Δ_{qp} = taipuma pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä

L_1 = ohjausvoiman p_1 ja p_4 pituus

$p_1(P_{m.t})$ = ohjausvoiman 1. ja 4. suuruus

jännitysvoimasta kokonaishäviöiden jälkeen

$P_{m.t}$ = jännitysvoima kokonaishäviöiden jälkeen

L_{eff} = tehollinen jänneväli

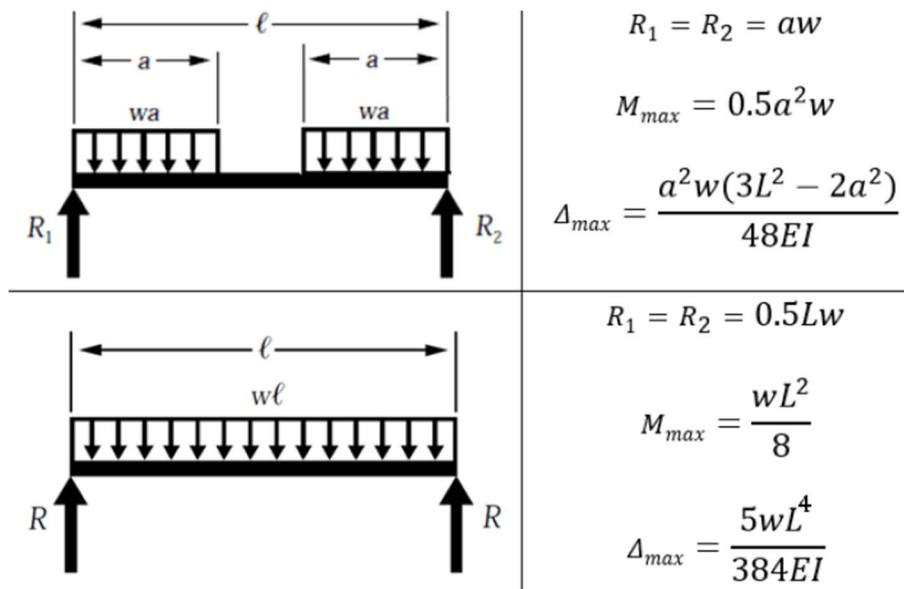
p_{qp} = pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän viivakuorma

$p_2(P_{m.t})$ = ohjausvoiman 2. ja 3. suuruus

jännitysvoimasta kokonaishäviöiden jälkeen

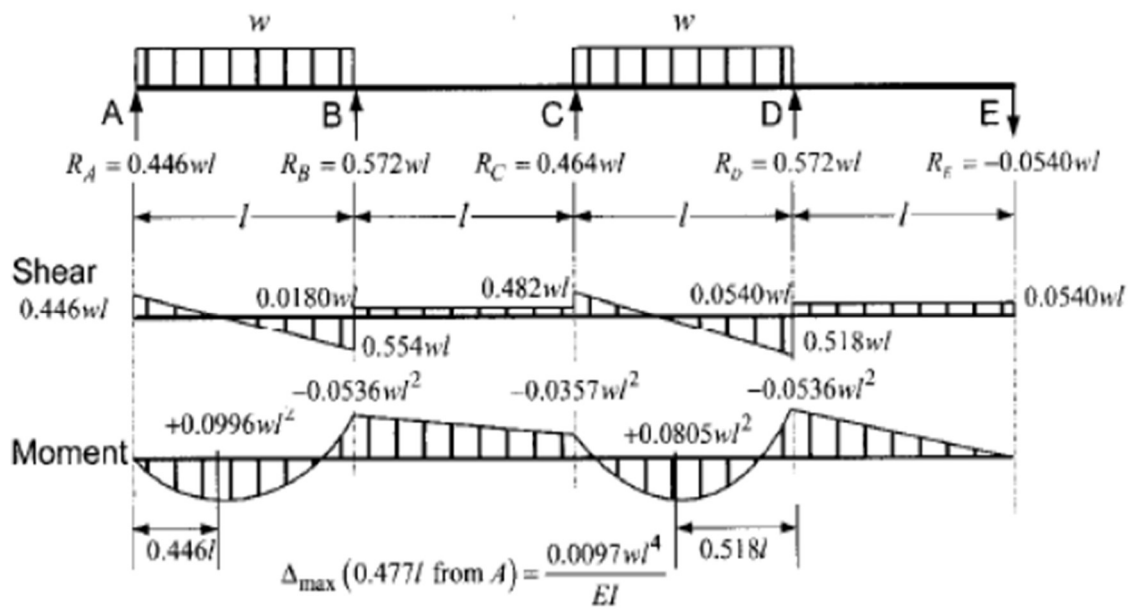
$E_{c,eff}$ = tehollinen kimmokerroin

l_n = nettopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

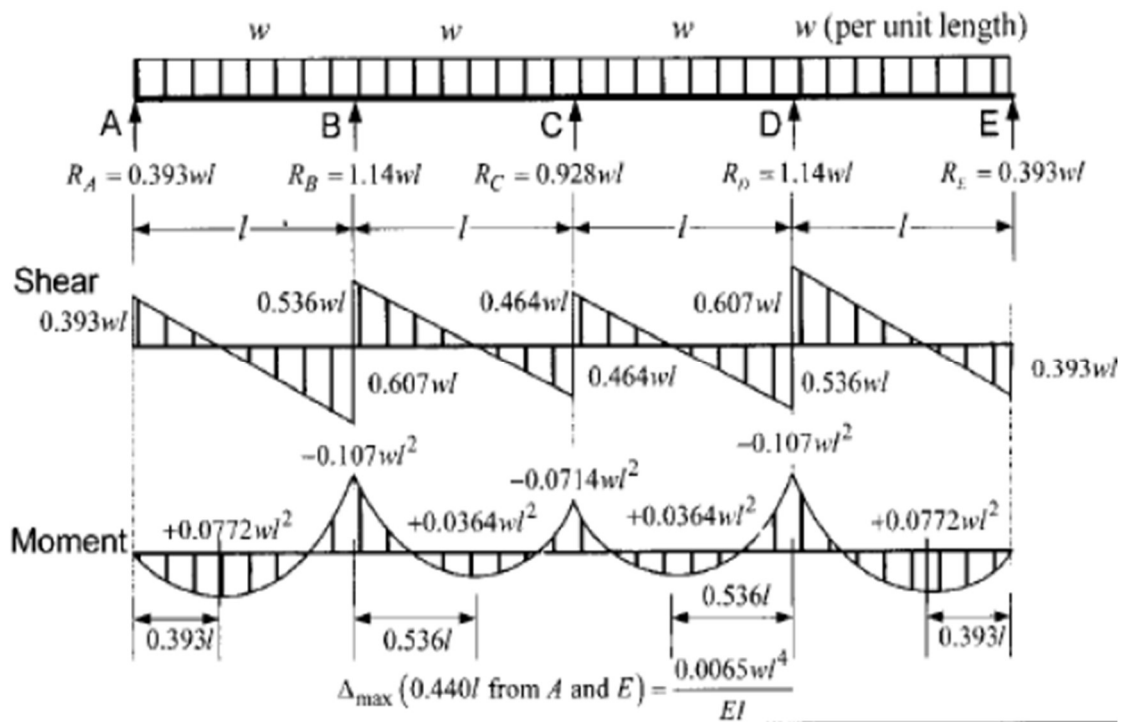


KUVA 35. Taipumataulukot yksiaukkoiselle tasaisesti kuormitetulle rakenteelle (17, s. 10)

CONTINUOUS BEAM - FOUR EQUAL SPANS - 1ST AND 3RD SPAN LOADED



CONTINUOUS BEAM - FOUR EQUAL SPANS - ALL SPANS LOADED



KUVA 36. Taipumataulukot jatkuvalla rakenteelle (17, s. 11)

Kuormituksesta aiheutuvan taipuman lisäksi on huomioitava kuivumiskutistuma. Rakenneseosan epäsymmetrinen raudoitus rajoittaa betonin kutistumaa ja aiheuttaa lisätaipuman. Kutistuman aiheuttama lisätaipuma voi olla merkittävä silloin, kun vetoraudoituksen määrä on suuri. Taipumaa voidaan pienentää puristuspuolen raudoituksella A_{s2} . Kuivumiskutistumasta johtuvan taipuma voidaan laskea kaavoilla 103–105. (4, s. 231.)

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I_n}$$

KAAVA 103

missä r_{cs} = kutistuman aiheuttama kaarevuus
 ε_{cs} = vapaata kutistumaa vastaava muodonmuutos
 α_e = betoniterästen ja betonin välinen kimmokerrointen suhde
 S = raudoituksen staattinen momentti
 I_n = nettopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

$$S = A_s(d - y_{0n})$$



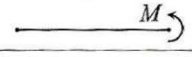

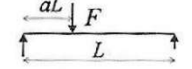

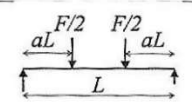
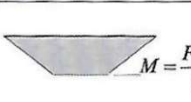
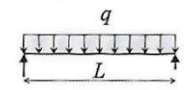
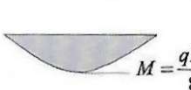
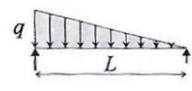
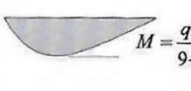
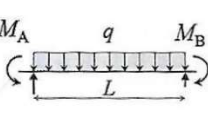
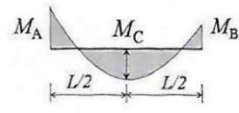
KAAVA 104

missä S = raudoituksen staattinen momentti
 A_s = vetoraudoituksen pinta-ala
 d = vetoterästen tehollinen korkeus
 y_{0n} = nettopoikkileikkauksen pintakeskiön etäisyys alareunasta

$$\Delta_{cs} = KL_{eff}^2 \frac{1}{r_{cs}}$$

KAAVA 105

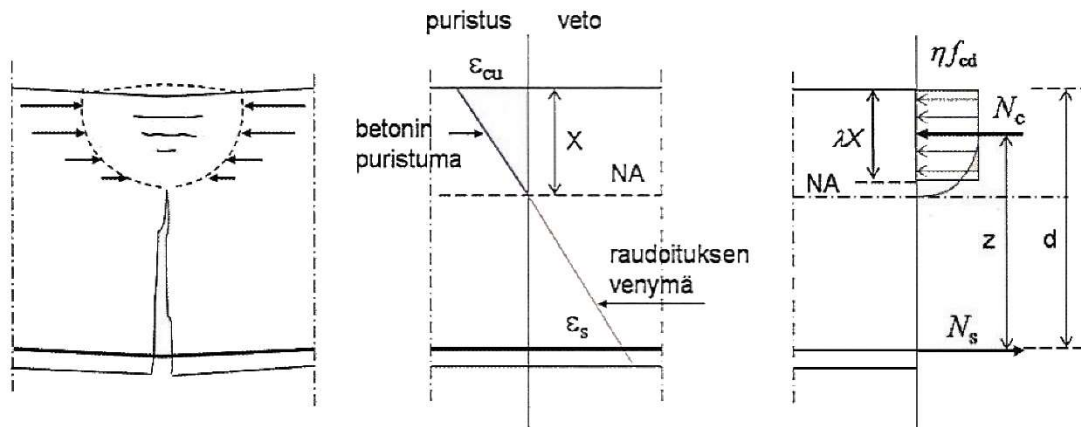
missä Δ_{cs} = kutistuman aiheuttama taipuma
 K = momenttijakautumakerroin (kuva 37)
 L_{eff} = tehollinen jänneväli
 r_{cs} = kutistuman aiheuttama kaarevuus

Kuormitus	Taivutusmomentti	Kerroin K
		$\frac{1}{8} = 0,125$
		$\frac{1}{9\sqrt{3}} = 0,0642$
		$\frac{1}{3}(a-a^2)$
		$0,125 - \frac{a^2}{6}$
		$\frac{5}{48} = 0,104$
		0,102
		$\frac{5}{48} \left(1 + \frac{M_A + M_B}{M_C} \right)$ Momentit sijoitetaan merkisääntöjen mukaan (+ tai -)

KUVA 37. Taipumakertoimet K -arvot erilaisille momenttijakautumille (4, s. 227)

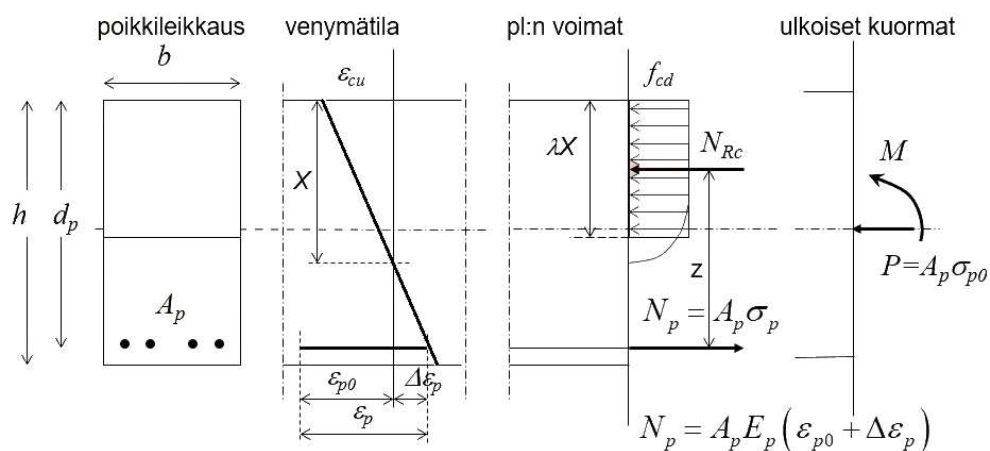
4.10 Taivutusmitoitus

Taivutusmurtorajan saavuttaminen voi tapahtua neljällä eri tavalla. Murtuminen voi tapahtua halkeilun alkamisen seurauksena. Tällainen on mahdollista pienen jännevoiman sisältävässä rakenteessa, jossa halkeilumomentti on suurempi kuin ulkoisista kuormituksista johtuva momentti. Tässä tapauksessa halkeamiskestävyys on samalla taivutuskestävyys. Tällaisissa rakenteissa momenttikapasiteettia voidaan lisätä betoniteräksillä kuvan 38 mukaisesti. (3, s. 646.)



KUVA 38. Taivutusrasitetun TB-palkin venymä ja jännitysjakautumat (4, s. 92)

Murtuminen voi myös tapahtua jänneterästen katketessa, kun jänneterästen vetolujuus ylittyy ennen betonin puristuslujuuden ylittymistä. Tätä murtumista voidaan verrata betoniterästen murtorajaan. Tällaisissa jännitetyissä rakenteissa, joissa on jänteiden lisäksi myös normaalirauditus, betoniteräksen myötäävät ensin ja rakenteeseen muodostuu huomattava taipuma. Murtuminen tässä tapauksessa tapahtuu betoniterästen murtuessa tai silloin, kun betoniin kehittyä murtopuristuma 0,35%. Lisäksi rakenne voi olla ylijännitetty, jolloin betonin murtopuristuma voi ylittyä. (3, s. 646.) Murtorajatilamitoituksessa huomioidaan jänneterästen kapasiteetti ja betoniterästen kapasiteetti taivutuksessa kuvien 38 ja 39 mukaisesti. Kaavoilla 106-119 selvitetään rakenteen taivutuslujuus.



KUVA 39. Taivutusrasitetun JB-palkin venymä ja jännitysjakautumat (6, s. 29)

Tartunnattomassa menetelmässä on tarpeen huomioida koko rakenneosan pituuden muutos otettaessa huomioon jänneteräksen jännityksen lisäys. Jos yksityiskohtaista laskelmaa ei tehdä, voidaan jännevoimaa kasvattaa arvolla $\Delta\sigma_{ULS} = 50 \text{ MPa}$. (20, s. 7) Lisäksi murtorajatilän taivutuskestävyyden tulee olla vähintään 1,15 kertaa suurempi kuin halkeilukestävyys M_{cr} (13, s. 40).

Taivutusmitoituksen kestävyystarkastelu perustuu olettamuksiin, että

- A. muodonmuutoskuvio on suoraviivainen.
- B. jänneterästen jännitysvoima määritetään kaavan 87 avulla
- C. betonin murtopuristuma on 0,35% betonin lujuudesta riippumatta
- D. betonin ja terästen välillä on täydellinen tartunta
- E. puristusvyöhykkeen jännitys jakauma korvataan suorakaiteen muotoisella jakautumalla, jonka korkeus on λX ja murtolujuus ηf_{cd} (taulukko 27)
- F. poikkileikkaus murtuu, kun betonin reunapuristuma saavuttaa arvon ϵ_{cu2} ja pintakeskiön puristuma arvon ϵ_{c2}
- G. raudoitus myötää taivutuksessa
- H. jänneraudoitus venyy yhteistoiminnan aikana $\Delta\epsilon_p$. (3, s. 646 - 647; 4, s. 91; 6, s. 31).

TAULUKKO 27. Puristusvyöhykkeen määrittelyn parametrit λ ja η (4, s. 93)

	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$
λ	0,8	$0,8 - (f_{ck} - 50 \text{ MPa}) / (400 \text{ MPa})$
η	1,0	$1,0 - (f_{ck} - 50 \text{ MPa}) / (200 \text{ MPa})$

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd, 0,0013bd \right\} \quad \text{KAAVA 106}$$

missä

$A_{s,min}$ = vetoraudoituksen vähimmäispinta-ala

f_{ctm} = betonin vetolujuuden keskiarvo

f_{yk} = jänneterästen myötylujuus

b = poikkileikkauksen leveys

d = vetoterästen tehollinen korkeus

JÄNNETERÄKSILLÄ: $\mu_p = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d_p^2}$ KAAVA 107

BETONITERÄKSILLÄ: $\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2}$ KAAVA 108

missä

- μ_p = jänneterästen suhteellinen momentti
- μ = vetoraidoituksen suhteellinen momentti
- η = puristusvyöhykkeen määrittelyn parametri η
- M_{Ed} = murtorajatilan taivutusmomentti
- f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoituslujuus
- b = poikkileikkauksen leveys
- d_p = jänneterästen tehollinen korkeus
- d = vetoterästen tehollinen korkeus

$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$ KAAVA 109

missä

- β = tehollisen puristuspuunnan korkeus
- ja myös jänneterästen ja betoniterästen mekaaninen raudoitussuhde ω_p ja ω
- μ = suhteellinen momentti

JÄNNETERÄKSILLÄ: $X = d_p \frac{\beta}{\lambda}$ KAAVA 110

BETONITERÄKSILLÄ: $X = d \frac{\beta}{\lambda}$ KAAVA 111

missä

- X = puristusvyöhykkeen korkeus
- d_p = jänneterästen tehollinen korkeus
- d = vetoterästen tehollinen korkeus
- β = tehollisen puristuspuunnan korkeus
- λ = puristusvyöhykkeen määrittelyn parametri λ

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_c \frac{X-d_p}{X}$$

KAAVA 112

missä

$\Delta\varepsilon_p$ = jänneterästen venymä yhteistoiminnan aikana

ε_c = pintakeskiön puristuma

X = puristusvyöhykkeen korkeus

d_p = jänneterästen tehollinen korkeus

$$\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{p0}$$

KAAVA 113

missä

ε_p = jänneterästen venymä

$\Delta\varepsilon_p$ = jänneterästen venymä yhteistoiminnan aikana

ε_{p0} = jänneterästen venymä alkujännityksestä

$$\sigma_p = \min\{\varepsilon_p E_\varepsilon + \Delta\sigma_{ULS}, f_{pd}\} = \min\left\{\frac{P_{d,t}}{A_p} + \Delta\sigma_{ULS}, f_{pd}\right\}$$

KAAVA 114

missä

σ_p = jänneterästen jännitys

ε_p = jänneterästen venymä

E_ε = jänneterästen kimmokerroin

$\Delta\sigma_{ULS}$ = jännevoiman lisäys murtorajatilassa

f_{pd} = jänneterästen vetolujuuden mitoitusjännitys

$P_{d,t}$ = jännevoiman mitoitusarvo kaikkien häviöiden jälkeen

$$P_{d,t} = \frac{P_{m,t}}{\gamma_{P,fav}}$$

KAAVA 115

missä

$P_{d,t}$ = jännevoiman mitoitusarvo kaikkien häviöiden jälkeen

$P_{m,t}$ = jännevoima kokonaishäviöiden jälkeen

$\gamma_{P,fav}$ = kuormaosavarmuusluku

JÄNNETERÄKSILLÄ: $z_p = d_p \left(1 - \frac{\beta}{2}\right)$ KAAVA 116

BETONITERÄKSILLÄ: $z = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right)$ KAAVA 117

missä

- z_p = jänneterästen sisäinen momenttivarsi
- z = vetoterästen sisäinen momenttivarsi
- d_p = jänneterästen tehollinen korkeus
- d = vetoterästen tehollinen korkeus
- β = tehollisen puristuspuunnan korkeus

JÄNNETERÄKSILLÄ: $A_p = \frac{M_{Ed}}{z_p \sigma_p} = \omega_p b d_p \frac{\eta f_{cd}}{\sigma_p}$ KAAVA 118

BETONITERÄKSILLÄ: $A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}}$ KAAVA 119

missä

- A_p = jänneterästen pinta-ala
- A_s = vetoterästen pinta-ala
- M_{Ed} = murtorajattilan taivutusmomentti
- ω_p = jänneterästen mekaaninen raudoitussuhde
- ω = betoniterästen mekaaninen raudoitussuhde
- η = puristusvyöhykkeen määrittelyn parametri η
- d_p = jänneterästen tehollinen korkeus
- d = vetoterästen tehollinen korkeus
- z = betoniterästen sisäinen momenttivarsi
- z_p = jänneterästen sisäinen momenttivarsi
- σ_{pd} = jänneterästen jännitys
- f_{yd} = betoniterästen myötölujuus

4.11 Vetoraidoituksen ankkurointi

Pääraidoituksen ankkuroinnissa jännebetonirakenteissa tulee huomioida myös poikkileikkauksessa vaikuttava normaalijännitys. Vähimmäisala ankkurointiin reunatuilla on palkeilla 25 % ja laatoilla 50 % kentässä käytetystä alasta. Ankkuroitava vetovoimalle voidaan laskea sen vetovoima, jossa on huomioitu

leikkausvoiman ja normaalivoiman merkitys kaavoilla 120–123. (13, s. 27,40 ja 41.)

$$\Delta F_{Ed} = \left(\frac{M_{Ed}}{z} \right) + \Delta F_{td} \quad \text{KAAVA 120}$$

missä ΔF_{Ed} = raudoitukseen kohdistuva ankkuroitava voima
 M_{Ed} = murtorajatilan taivutusmomentti
 z = betoniterästen sisäinen momenttivarsi
 ΔF_{td} = lisävetovoima leikkausvoimasta

$$\Delta F_{td} = V_{Ed} \left(\frac{d}{z} \right) + N_{Ed} \quad \text{KAAVA 121}$$

missä ΔF_{td} = lisävetovoima leikkausvoimasta
leikkausraudoittamattomalle rakenteelle
 V_{Ed} = murtorajatilan leikkausvoima
 d = vetoterästen tehollinen korkeus
 z = vetoterästen sisäinen momenttivarsi
 N_{Ed} = murtorajatilan normaalivoima

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha) + N_{Ed} \quad \text{KAAVA 122}$$

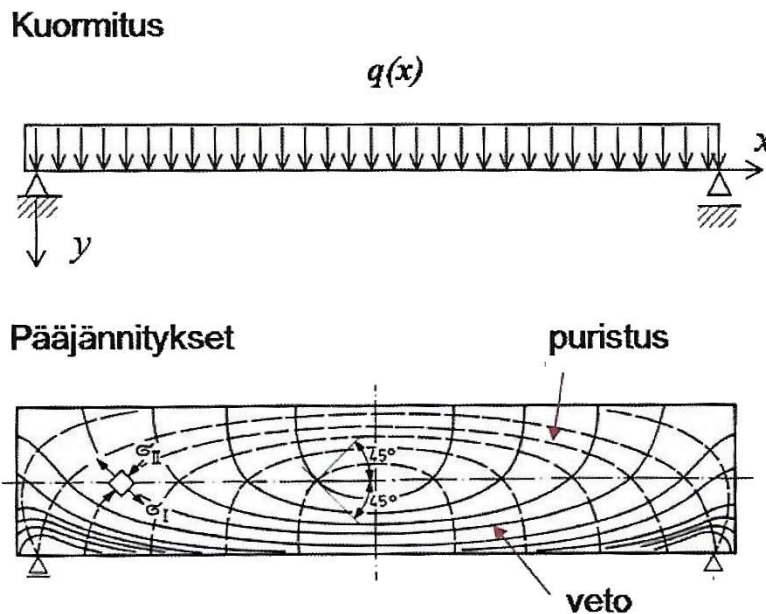
missä ΔF_{td} = lisävetovoima leikkausvoimasta
leikkausraudoitetulle rakenteelle
 V_{Ed} = murtorajatilan leikkausvoima
 θ = puristussauvan kaltevuus
 α = leikkausraudoituksen kaltevuuskulma
 N_{Ed} = murtorajatilan normaalivoima

$$N_{Ed} = 0,5\gamma_{P.fav}P_{m.d} \quad \text{KAAVA 123}$$

missä N_{Ed} = murtorajatilan normaalivoima
 $\gamma_{P.fav}$ = kuorma osavarmuusluku
 $P_{d,t}$ = jännevoiman mitoitusarvo kaikkien häviöiden jälkeen

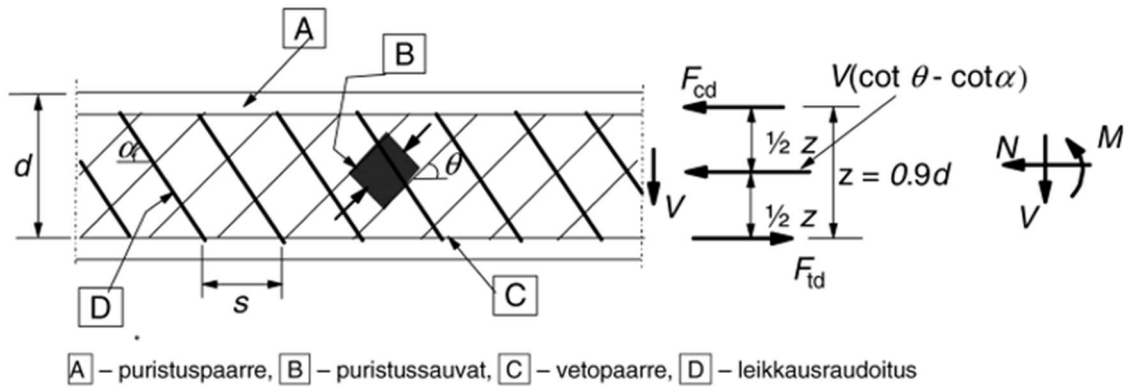
4.12 Leikkausmitoitus

Taivutusmomentin lisäksi rakenteissa vaikuttaa yleisesti samanaikaisesti myös leikkausvoimia. Leikkausrasitusta esiintyy eniten tukien läheisyydessä, jossa tukivoimat esiintyvät kuvan 40 mukaisesti. Leikkausvoimalla on merkittävä vaikutus TB- ja JB-rakenteiden jännitystilaan. Leikkausvoiman vaikutusalueella puristusjännitykset kaareutuvat ja sen kanssa esiintyvä vetojännitys vaikuttaa rakenteeseen kohtisuorasti puristusjännitykseen nähden. (4, s. 129.)



KUVA 40. Pääjännitysten suunnat tasaisesti kuormitetussa homogeenisessa suorakaidepalkissa (4, s. 129)

Leikkausvoimien vaikutuksesta syntyy leikkausmuodonmuutoksia. Leikkausraudoitus toimii uumassa vetosauvoina ja puristussauvoina toimii itse betoni. Kuva 41 auttaa havainnollistamaan leikkausraudoituksen toimintaa. Puristussauvojen kaltevuus riippuu leikkauksen oletetusta kaltevuuskulmasta θ . Kulman arvo valitaan $21,8^\circ$ ja 45° väliltä. (4, s. 133; 13, s. 27.) Eurokoodi jakaa leikkausmitoitettavat rakenteet leikkausraudoittamattomiin ja leikkausraudoitettuihin rakenteisiin. Leikkausraudoittamattomissa rakenteissa vetotangoilla ja poikkileikkauksella on ratkaiseva merkitys, kun taas leikkausraudoitetuissa rakenteissa leikkauskestävyyden määrää leikkausraudoitus. (6, s. 35–38)



KUVA 41. Leikkausraudoitetun rakenteen rakennemalli (6, s. 39)

Jos leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} on pienempi kuin taivutusleikkauskestävyys $V_{Rd,c}$ riittää, että asennetaan minimileikkausraudoitus. Jos ehto ylittyy, tulee leikkausvoiman mitoitusarvon olla leikkausraudoituksen myötäämiseen perustuvaa leikkauskestävyyttä $V_{Rd,s}$ pienempi. (3, s. 661-662; 6, s. 36–44.) Leikkauskestävyyteen liittyvät kaavat 124–134 on esitetty alla.

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

KAAVA 124

missä

k = rakenteen korkeuden vaikutus

d = vetoraudoituksen tehollinen korkeus

$$\rho = \frac{A_{sl}}{bd} \leq 0,02$$

KAAVA 125

missä

ρ = raudoitussuhde

A_{sl} = vähintään mitan d verran täysin ankkuroidun vetoraudoituksen pinta-ala

d = vetoraudoituksen tehollinen korkeus

b = poikkileikkauksen leveys

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

KAAVA 126

missä

$C_{Rd,c}$ = kansallisesti valittava parametri $C_{Rd,c}$

γ_c = betonin materiaaliosavarmuusluku

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{P_{d,t}}{A_c}; 0,2f_{cd}\right)$$

KAAVA 127

missä

σ_{cp} = jännevoiman aiheuttama betonin

keskimääräinen puristusjännitys

$P_{d,t}$ = jännevoiman mitoitusarvo kaikkien häviöiden jälkeen

A_c = betonipoikkileikkauksen bruttopinta-ala

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100\rho \frac{f_{ck}}{MPa}} + k_1 \sigma_{cp} \right) bd \\ \left(0,035 k^{2/3} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} + k_1 \sigma_{cp} \right) bd \end{array} \right\}$$

KAAVA 128

missä

$V_{Rd,c}$ = poikkileikkauksen taivutus-leikkauskestävyys

$C_{Rd,c}$ = kansallisesti valittava parametri $C_{Rd,c}$

k = rakenteen korkeuden vaikutus

f_{ck} = betonin lieriölujuus

k_1 = kansallisesti valittava parametri, Suomessa 0,15

σ_{cp} = jännevoiman aiheuttama betonin

keskimääräinen puristusjännitys

d = vetorausituksen tehollinen korkeus

b = poikkileikkauksen leveys

$$A_{sw,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{swk}} sb \sin \alpha$$

KAAVA 129

missä

$A_{sw,min}$ = minimileikkausraudoituksen pinta-ala

f_{ck} = betonin lieriölujuus

f_{swk} = leikkausraudoituksen ominaislujuus

s = hakaväli

b = poikkileikkauksen leveys

α = leikkausraudoituksen kaltevuuskulma

$$s_{max} \leq 0,75d(1 + \cot \alpha)$$

KAAVA 130

missä

s_{max} = maksimi hakaväli

d = vetorausdoituksen tehollinen korkeus

α = leikkausraudoituksen kaltevuuskulma

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{swd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

KAAVA 131

missä

$V_{Rd,s}$ = leikkausraudoituksen leikkauskestävyys

A_{sw} = leikkausraudoituksen pinta-ala

s = hakaväli

f_{swd} = leikkausraudoituksen mitoituslujuus

z = sisäinen momenttivarsi 0,9d

θ = puristussauvan kaltevuus

α = leikkausraudoituksen kaltevuuskulma

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

KAAVA 132

missä

v = lujuuden pienennyskerroin

f_{ck} = betonin lieriölujuus

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$$

kun,

$$0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$$

KAAVA 133

$$\alpha_{cw} = 1,25$$

kun,

$$0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd}$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right)$$

kun,

$$0,50f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd}$$

missä

α_{cw} = jännityksen σ_{cp} suuruudesta riippuva kerroin

σ_{cp} = jännevoiman aiheuttama betonin

keskimääräinen puristusjännitys

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b z v f_{cd} \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

KAAVA 134

missä

$V_{Rd,max}$ = leikkausraudoitetun rakenteen

leikkauskestävyyden yläraja

α_{cw} = jännityksen σ_{cp} suuruudesta riippuva kerroin

b = poikkileikkauksen leveys

z = sisäinen momenttivarsi 0,9d

v = lujuuden pienennyskerroin

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

θ = puristussauvan kaltevuus

α = leikkausraudoituksen kaltevuuskulma

5 SUUNNITTELUN LAADUNVALVONTA

Rakenteiden toteutuksen osalta on noudatettava toteutuseritelmän asiakirjojen toteutusstandardia EN 13670 ja sen kansallista soveltamisohjetta SFS 5975. Rakennesuunnitelmiin kohdistuvat vaatimukset sisällön osalta on esitetty ympäristöministeriön asetuksessa kantavista rakenteista, joka on annettu päivämäärällä 17.6.2014. (13, s. 45.)

Rakennesuunnitelmien laadunvarmistuksesta on huolehdittava, mikä tarkoittaa niiden tarkastusta ja siten todentamista, ennen kuin ne toimitetaan rakennusvalvontaviranomaisille. Suunnitelmien laadunvarmistus kohdistuu laskelmiin, piirustuksiin ja tekstiasiakirjoihin kuten lähtötietoihin sekä suunnittelijan tuottamiin suunnitelmatietoihin. (13, s. 45.)

5.1 Toteutuseristelmä

Toteutuseritelmässä esitetään rakenteen rakennesuunnitelmat ja tekniset asiakirjat. Toteutuseritelmän laatii rakennesuunnittelija ja kokonaisuuden tulee olla valmis ennen rakennustöiden aloitusta. Toteutuseritelmässä tulee esittää jälkijännitetyistä rakenteista

- A. jälkijännitettyjen rakenteiden suunnittelun ja toteutuksen perusteet
- B. jälkijännitettyjen rakenteiden työselostus
- C. jälkijännitettyjen rakenteiden laskelmien yhteenveto
- D. raudoitussuunnitelmat raudoitusdetaljeineen
- E. jännepunossuunnitelma
- F. betoniterästen ja jännepunosten tuennan yleisohje
- G. jännityspöytäkirja (13, s. 45).

Rakennesuunnitelmissa esitetään suunnittelutehtävän mukaiset asiat, joihin kuuluu

- A. rakennejärjestelmän rakenteellista toimintaa ja jäykistämistä kuvaava rakennemalli
- B. seuraamusten vakavuus, toteutusluokka, ympäristöolosuhteiden rasitusta kuvaava luokka sekä toleranssiluokat
- C. kuormat ja kuormien yhdistelmät
- D. voimasuureet
- E. jännemenetelmä ja rakennustuotteiden ominaisuuksille asetetut vaatimukset
- F. murtorajatila- ja käyttörajatilatarkastelut sekä kyseeseen tulevat onnettomuusmitoitustarkastelut sekä mitoitus palotilanteessa
- G. rakenteiden ja niiden toiminnallisten osien ja kiinnitysten sekä liitosten mitat
- H. säilyvyys- ja käyttöikä tarkastelut
- I. toteutuksen aikaisen ja valmiin rakenteen jäykistys- ja vakavuustarkastelut
- J. rakenteiden käyttöön ja huoltoon vaikuttavat tiedot (13, s. 45).

5.2 Venymän mittaus

Jännitystyö suoritetaan ennalta laaditun jännitysohjelman mukaisesti. Toteutunut venymä kirjataan jännityspöytäkirjaan ja näitä toteutuneita venymiä verrataan teoreettisiin arvoihin, johon on esitetty alla kaavat 135-137. Mikäli havaitaan poikkeamia, jännitystyö tulee pysäyttää ja ottaa yhteyttä jälkijännitettyjen rakenteiden suunnittelijaan. (13, s. 50; 17, s. 25.)

$$L_0 = \Delta_{slip.p} + \Delta_p + \Delta_c$$

KAAVA 135

missä

L_0 = punosluetteloön merkittävä venymä

$\Delta_{slip.p}$ = lukitusliukuma passiivipäässä

Δ_p = jänneterästen venymä aktiivipään lukitusliukuman jälkeen

Δ_c = betonin kokoonpuristuma jännityshetkellä

$$\Delta_c = L_{eff} \frac{P_{m.0}}{A_n + E_{cm.i}}$$

KAAVA 136

missä

Δ_c = betonin kokoonpuristuma jännityshetkellä

L_{eff} = tehollinen jänneväli

$P_{m.0}$ = jännitysvoima välittömien häviöiden jälkeen

A_n = poikkileikkauksen nettopinta-ala

$$\Delta_p = \int_0^{L_{eff}} \frac{P_{m.0}(x)}{A_p E_p} dx$$

KAAVA 137

missä

Δ_p = jänneterästen venymä aktiivipään

lukitusliukuman jälkeen

L_{eff} = tehollinen jänneväli

$P_{m.0}$ = jännitysvoima välittömien häviöiden jälkeen

jänneterästen pituuden funktiona

A_p = jänneterästen pinta-ala

E_p = jänneterästen kimmokerroin

5.3 Mittatoleranssit

Jänneiden venymien mittaustoleranssi on jännepunoksilla ± 3 mm ja yksittäisellä jännepunoksella ± 5 mm. Kuitenkaan mittauksissa ei edellytetä pienempää kuin ± 7 mm toleranssia. (13, s.50.) Mittatoleranssit toleranssiluokittain ja poikkileikkauksen korkeuden mukaan on esitetty taulukossa 28.

TAULUKKO 28. Mittatoleranssit (13, s. 52)

Poikkileikkauksen mittojen sallitut poikkeamat			
Toleranssiluokat	h < 150	h = 400	h ≥ 2500
1	± 10 mm	± 15 mm	± 30 mm
2	± 5 mm	± 10 mm	± 30 mm
Betoniterästen sallitut poikkeamat			
Toleranssiluokka	h < 150	h = 400	h ≥ 2500
1	+ 10 mm - 10 mm	+ 15 mm - 10 mm	+ 25 mm - 10 mm

2	+ 5 mm - 10 mm	+ 10 mm - 10 mm	+ 20 mm - 10 mm
Jännepunosten sallitut poikkeamat			
Toleranssiluokka	$h \leq 200$	$200 < h < 1000$	$h \geq 1000$
1 ja 2	+ 6 mm - 10 mm	+ 0,03h mm - 10 mm	+ 30 mm - 10 mm
Jännitysankkureiden sallitut sijaintipoikkeamat			
Toleranssiluokka	kaikki poikkileikkaukset		
1 ja 2	± 10 mm		
<p>Väliarvot interpoloidaan</p> <p>h = poikkileikkauksen mitta tarkasteltavassa suunnassa</p> <p>+ suunta tarkoittaa rakenteen sisäänpäin</p> <p>- suunta tarkoittaa rakenteesta ulospäin</p>			

6 LASKUESIMERKIN LÄHTÖTIEDOT

Lähtötiedot ja olosuhteet:

Sijainti: Helsinki

Rasitusluokat: XC3, XD1

Sementti: N

Suunnittelukäyttöikä: 50 vuotta

Tason päämitat:

- Palkin jänneväli: 14,6 m
- Laattojen jänneväli: 8,2 m

Rakennejärjestelmä:

- Jälkijännitetty T-palkki
- Tason liitokset nivelellisiä

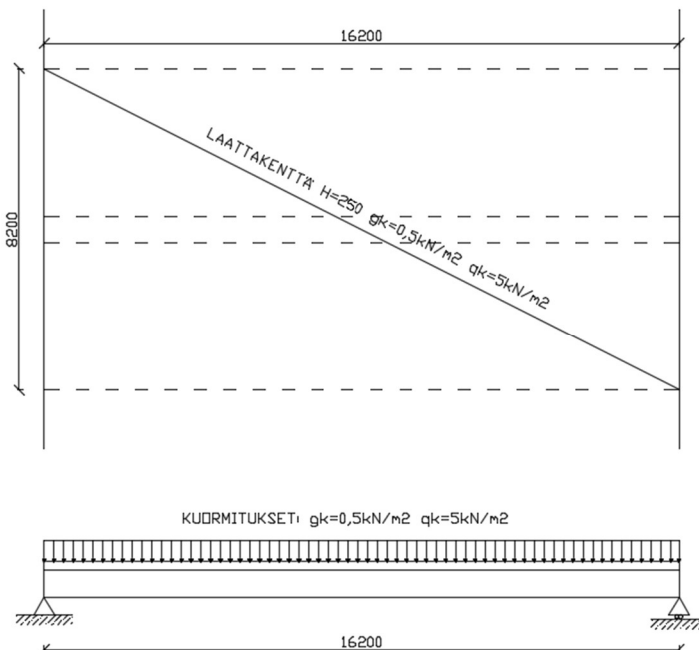
Puolilämmin rakennus/tila

Toteutusluokka: 3

Toleranssiluokka: 2

Betoniastian yläpintaa ei ole vedeneristetty (halkeilematon)

Esimerkkilaskelman rakenteet havainnollistettu kuvassa 42.



KUVA 42. Esimerkkirakenteen tasopiirustus

Kuormat:

Seuraamusluokka: CC3

Tason muuttuva hyötykuorma: $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$

Tason pysyvä hyötykuorma: $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$ (ripustukset)

Lämpötilakuormat: Asennuslämpötila $T = 10 \text{ °C}$

Ilmankosteus: 90 %

Materiaalitiedot:

Betonin lujuusluokka: C40/50

Betoniteräket: B500B

Jänneteräket:

- Tartunnattomat yksittäiset jänteet rasvalla täytetyssä suojaputkessa.
- Suojaputken otaksuttu halkaisija $d=20 \text{ mm}$.
- Jännepunos $d = 15,7 \text{ mm}$, Y1860 S7 1640/1860 ($F_{p0,1k}/f_{pk}$), $A_p = 150 \text{ mm}^2$
- Relaksaatioluokka: 2
- Kitkakerroin: $\mu = 0,06$
- Aaltoisuusluku: $k = 0,01$
- Aktiiviankkurin lukitusliukuma: $\Delta_p = 6 \text{ mm}$
- Passiiviankkurin lukitusliukuma: $\Delta_{slip.p} = 6 \text{ mm}$
- Betonin ikä jännityshetkellä: 18 päivä
- Päätyankkurien koko: $72,5 \text{ mm} \times 135 \text{ mm}$

Laskuesimerkissä (liite 1) on T-poikkileikkauksen tehollisen pinta-alan laskentaan käytetty eurokoodissa 1992-1-1 annettuja ohjeita. Laipan leikkausmitoitusta ei laskuesimerkissä ja raporttiosiossa ole käsitelty.

7 YHTEENVETO

Jännebetonirakenteet ovat rakennusteknologian yksi suurimpia innovaatioita. Käytön yleistyessä saadaan kerättyä toteutetuista rakenneratkaisuista yhä enemmän tarkempaa ja varmempaa tietoa suunnitteluun ja mitoitukseen vaikuttavista eri tekijöistä. Jännebetonirakenteiden käytön kuitenkin ollessa vielä verrattain uutta rakennusteollisuudessa jättää se paljon varaa tulevaisuuden uusille innovaatioille ja ratkaisuille.

Kehittyneen tekniikan ja positiivisten käyttökokemusten perusteella on myös rakennesuunnittelussa lisääntynyt tarve näiden rakenteiden mitoitukseen ja suunnitteluun. Tällä hetkellä Suomessa monet jännebetonirakenteiden suunnitelmat ostetaan muualta Euroopasta alihankintana, koska jännebetonirakenteiden mitoitus ei kuulu varsinaisesti korkeakoulujen rakennesuunnittelijoiden perusopetussuunnitelmaan. Kuitenkin rakenteet käyttäytyvät lujuusopin ja statiikan lakien mukaan, mikä tekee rakenteiden suunnittelun ymmärtämisen mahdolliseksi rakennesuunnittelijoille.

Tämän työn yksi päätehtävistä oli vastata tähän kasvaneeseen jännebetonirakenteiden rakennesuunnitelmien kysyntään luomalla tarkat ohjeet mitoituksen ja suunnittelun kulusta ja niihin vaikuttavista osatekijöistä jännebetonirakenteissa. Tämän työn tutkimuksen perusteella luotu Mathcad-pohja Pöyry Finland Oy:lle huomioi mitoituksen kannalta oleelliset asiat mahdollisimman yksityiskohtaisesti. Mitoituspohjan päätehtävänä on mahdollistaa jännebetonirakenteiden alustava suunnittelu Pöyryn rakennesuunnittelijoille arkityössä. Tarkempiin työpiirustuksiin johtaviin laskelmiin on käytettävä tarkempia laskentaohjelmistoja ja suunnittelijalla oltava tarvittavat pätevyudet.

LÄHTEET

1. Palmberg rakentaa. 1990. Betonirakenteen jälkijännitys tartunnattomilla punoksilla. Alfred A. Palmberg Oy.
2. Betonitekniikan oppikirja 2004. By201. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
3. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. By210. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
4. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja - Osa 1 2013. By211. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
5. Janhunen, P. 2007. Jännebetonin tulo suomeen. Betoni 3 (07), 78-81.
6. Nykyri, P. 2017. Jännebetonirakenteet. Luentomateriaali.
7. RIL 201-1-2008. 2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat.
8. Salmi, T. & Pajunen, S. 2010. Lujuusoppi. Pressus Oy. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
9. SFS-EN 1265-1. Jänneteräkset. Osa 1: Yleiset vaatimukset. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.
10. SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.
11. SFS-EN 1992-1-2 + AC. 2011. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.
12. SFS-EN 1998-1. 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.

13. Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2016. By69. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
14. Tekniikan kaavasto. 2010. Tampere: Tammertekniikka Oy.
15. Mannonen, P. 2008. Paikallavaletut pysäköintilaitokset. Betoni 1 (08), 85.
16. Marttila, U. 2009. Betonirakenteiden materiaaliominaisuudet. A-Insinöörit. Hakupäivä 28.8.2017 <http://www.a-insinöörit.fi>
17. Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2016: Esimerkkilaskelma, palkin mitoitus. By69. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
18. Saarineva, J. 2013. Lujuusoppi: Peruskurssi. Tampere: Pressus Oy.7
19. Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa 2016: Esimerkkilaskelma, laatan mitoitus. By69. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
20. SFS-EN 1992-1-1 +A1 + AC. 2007. Kansallinen liite standardiin Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.

YKSIAUKKOINEN JÄLKIJÄNNITETTY PALKKI:

Tämä mathcad on tarkoitettu yksiaukkoisten jälkijännitetyjen suorakulmaisten ja laipallisten palkkien mitoittamiseen. Kuormituksina voidaan käyttää tasaisia kuormia. Tarkasteltava palkki on päistään nivelellinen.

LUOTETTAVUUDEN HALLINTA:

Jälkijännitetyt rakenteet ovat aina rakenneluokkaan 1 kuuluvia, joka tarkoittaa toteutusluokkaa 3. Toteutusluokkaa 3 käytettäessä voidaan käyttää alennettujen arvojen toleranssiluokkaa 2 ja tehdä murtorajamitoitus seuraamusluokissa 2 ja 3.

Seuraamusluokka (CC):

*Määritä rakennuksen seuraamusluokka 2-3.
SFS-EN 1990

Toteutusluokka:

Toteutusluokka jälkijännitetyissä rakenteissa on aina 3.

Vaatusluokka:

*Määritä toleranssiluokka 4-6

Toleranssiluokka:

*Määritä toleranssiluokka 1-2

Tarkasteluluokka:

*Määritä LS, Onnettomuus tai Palo

CC := 3

TARKISTUS_{SL} = "OK"K_{FT} = 1.1

Toteutusluokka = 3

S := 6

Toleranssiluokka := 2

Tarkasteluluokka := "LS"

MATERIAALI OMINAISUUDET: $\gamma_c = 1.35$ $\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_s = 1.10$ $\alpha_{ct} := 1.00$ $\gamma_p := 1.10$ $\gamma_{p, fav} := 1.0$ **BETONI:**

Lieriölujuuden ominaisarvo:

 $f_{ck} := 40 \text{ MPa}$

Kiviaines:

KA := "Kvartsi"

*Valitse: Kvartsi, Basalitti, Kalkkikivi ja Hiekkakivi

Kuutiolujuus:

 $f_{ck, cube} = 50 \text{ MPa}$

Puristuslujuuden keskiarvo:

 $f_{cm} = 48 \text{ MPa}$

Vetolujuus:

 $f_{ctm} = 3.5 \text{ MPa}$

Vetolujuuden 5%:n fraktiili:

 $f_{ctk0.05} = 2.5 \text{ MPa}$

Kimmokertoimen keskiarvo:

 $E_{cm} = 35.2 \text{ GPa}$

Puristuslujuuden mitoitusarvo:

 $f_{cd} = 25.2 \text{ MPa}$

Vetolujuuden mitoitusarvo:

 $f_{ctd} = 1.8 \text{ MPa}$

Murtovenymä:

 $\epsilon_{cu2} := 0.35\%$ $\epsilon_{c2} := 0.20\%$ **BETONIN LUJUUS JÄNNITYSHETKELLÄ:**

Betonin ikä vuorokausina:

t := 18 day

Lämpötila:

T := 10 °C

t_t = "OK!"

Sementtityyppi:

C_t := "N"

*Valitse S, N tai R

LÄMPÖTILA KORJATTU IÄN KEHITYS:

Eurokoodi 2:n mukainen kaava:

t_T = 11.1 day

Sadgroven kaava:

t₂₀ = 9.4 day

Betonin iän vaikutuskerroin: $\beta_{cc}(t) = 0.94$ $\beta_{cc}(t_T) = 0.86$ $\beta_{cc}(t_{20}) = 0.83$

	Normaali:	EC2:	Sadgrove:
Puristuslujuus ajanhetkellä t:	$f_{cm,t}(t) = 45 \text{ MPa}$	$f_{cm,t}(t_T) = 41.2 \text{ MPa}$	$f_{cm,t}(t_{20}) = 39.7 \text{ MPa}$
Vetolujuus ajanhetkellä t:	$f_{ctm,t}(t) = 3.4 \text{ MPa}$	$f_{ctm,t}(t_T) = 3.2 \text{ MPa}$	$f_{ctm,t}(t_{20}) = 3.1 \text{ MPa}$
Kimmokerroin ajanhetkellä t:	$E_{cm,t}(t) = 34.5 \text{ GPa}$		

YMPÄRISTÖRASITUKSET:

Käyttöikä: *50 tai 100 vuotta	KI := 50 - vuotta	
Ympäristöluokka: *X0 XC1,2,3ja4 XD1,2ja3 XS1,2ja3	YMP := "XC3"	
	BT-halkaisijat: $\phi_{P,A} := 25 \text{ mm}$ $\phi_{h,A} := 12 \text{ mm}$	JT-suojaputkien halkaisija: $\phi_{SP,A} := 20 \text{ mm}$
Suojabetoni:	$c_{min,dur,BT} = 35 \text{ mm}$ $c_{min,b,BT} = 13 \text{ mm}$	$c_{min,dur,JT} = 45 \text{ mm}$ $c_{min,b,JT} = 20 \text{ mm}$
Mittatoleranssi:	$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$	$c_{min} = 45 \text{ mm}$
Suojabetonin mitoitusarvo:	$c_{nom} = 55 \text{ mm}$	

MITOITUSARVOT:

Lieriölujuuden ominaisarvo: *Jännityshetkellä	$f_{ck,i} = 33 \text{ MPa}$
Kuutiolujuuden ominaisarvo:	$f_{ck,i,cube} = 43 \text{ MPa}$
Puristuslujuuden keskiarvo:	$f_{cm,i} = 41.2 \text{ MPa}$
Vetolujuus:	$f_{ctm,i} = 3.1 \text{ MPa}$
Vetolujuuden 5%:n fraktiili:	$f_{ctk,i0,05} = 2.2 \text{ MPa}$
Kimmokertoimen keskiarvo:	$E_{cm,i} = 33.6 \text{ GPa}$
Puristuslujuuden mitoitusarvo:	$f_{cd,i} = 20.9 \text{ MPa}$
Vetolujuuden mitoitusarvo:	$f_{ctd,i} = 1.6 \text{ MPa}$

BETONITERÄS:

Vetolujuuden ominaisarvo: *Valitse A, B tai C	Sitkeysluokka := "B"
Vetolujuuden ominaisarvo: *Valitse 500, 600 tai 700 MPa	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ $f_{yk,T} = \text{"OK!"}$
Murtolujuus:	$f_{uk} = 540 \text{ MPa}$
Vetolujuuden mitoitusarvo:	$f_{yd} = 455 \text{ MPa}$
Murtovenymä:	$\epsilon_{uk} = 0.05$
Kimmokerroin:	$E_s := 200 \text{ GPa}$

JÄNNETERÄS:

Jänneteräksen tyyppi:

*Valitse joko "Lanka", "Punos" tai "Tanko"

Jänneteräs := "Punos"

Relaksaatioluokka:

*Väliltä 1-3:

Relaksaatioluokka := 2

0,1 -rajan ja vetolujuuden mitoitusarvo:

 $f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$ $f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$

Jänneterästen myötölujuuden suunnitteluarvo:

 $f_{p0.1d} = 1491 \text{ MPa}$

Jänneterästen suunnitteluarvo:

 $f_{pd} = 1491 \text{ MPa}$

Jänneteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo:

 $E_p = 195 \text{ GPa}$

Relaksaatiohäviö 1000 tuntia jännittämisen jälkeen:

 $\rho_{1000} = 2.5\%$ $\rho_{1000.T} = \text{"OK!"}$

Yhden punoksen pinta -ala:

 $A_{p.1} := 150 \text{ mm}^2$

Suurin sallittu jännittämisvoima:

 $\sigma_{p,max.1} = 1476 \text{ MPa}$ $F_{p,max.1} = 221 \text{ kN}$

Suurin sallittu jännevoima välittömien häviöiden jälkeen:

 $\sigma_{p,m0.1} = 1394 \text{ MPa}$ $F_{p,m0.1} = 209 \text{ kN}$ RAKENNEOSA -ANALYYSI:

Tehdään palkkikentän geometrian mitoitus halutulle palkin poikkileikkaukselle ja määrälle jännevälillä. Yhteen palkkiin kuuluvia jännevälisiä voidaan tarkastella maksimissaan 3. Tämän jälkeen annetaan ennalta määritetyt päälyrakenteiden paino ja hyötykuormat.

PALKKI:

Voidaan mitoittaa suorakaidepalkkina ja laattakenttänä.

PALKIN POIKKILEIKKAUKSEN MITTATIEDOT:

Uuman korkeus:

 $h_w := 750 \text{ mm}$

Uuman leveys:

 $b_w := 800 \text{ mm}$

Laatan korkeus:

 $h_f := 250 \text{ mm}$

Kokonais korkeus:

 $h = 1000 \text{ mm}$ TAIVUTUSVETOLUJUUS:

Korotettu taivutusvetolujuus:

 $f_{ctm,fl} = 3.5 \text{ MPa}$

Laskelmissa käytettävä taivutusvetolujuus:

 $f_{ct,eff} = 3.5 \text{ MPa}$

PALKKIKENTÄN MITTATIEDOT:

Jänneväli :	$L_{eff} := 14.6 \text{ m}$	Laattakentän jänneväli:	$b_l := 8.2 \text{ m}$
Palkin laskennallinen pituus:	$L_0 = 14.6 \text{ m}$		
Tuen pituus palkin suunnassa:	$a := 480 \text{ mm}$	Punosten tehokaskorkeus:	$d_p = 935 \text{ mm}$
Laskennallinen tuen pituus:	$a_t = 240 \text{ mm}$	Betoniterästen tehokaskorkeus:	$d = 932.5 \text{ mm}$
Laatan mitat:	$b_1 = 3700 \text{ mm}$	$b_2 = 3700 \text{ mm}$	
T-palkin toimiva leveys:	$b_{eff,1} = 2.2 \text{ m}$	$b_{eff,2} = 2.2 \text{ m}$	$b_{eff} = 5.2 \text{ m}$
Palkin omapaino:	$g_{sw} = 66.3 \text{ kN} \cdot \frac{1}{\text{m}}$		

PALKIN POIKKILEIKKAUKSEN LISÄTIEDOT:

Poikkileikkauksen pinta -ala normaalivoiman vaikutuksia laskettaessa:	$A_{gr} = 2650000 \text{ mm}^2$
Poikkileikkauksen pinta -ala jäyhyysmomenttia laskettaessa:	$A_{I,gr} = 1900000 \text{ mm}^2$
Poikkileikkauksen painopisteen korkeus yläreunasta normaalivoimaa laskettaessa:	$y_{A,gr} = 238 \text{ mm}$
Poikkileikkauksen painopisteen korkeus yläreunasta taivutukselle:	$y_{I,gr} = 283 \text{ mm}$
Poikkileikkauksen painopisteen korkeuden keskiarvo yläreunasta:	$y = 261 \text{ mm}$
Palkin jäyhyysmomentti laskettuna Steinerin säännöllä:	$I_{gr} = 137527412281 \text{ mm}^4$
Taivutusvastus yläreunan suhteen:	$W_{gr,top} = -486143411 \text{ mm}^3$
Taivutusvastus alareunan suhteen:	$W_{gr,bot} = 191781346 \text{ mm}^3$
Sydänkuvion yläreuna:	$k_T = -72 \text{ mm}$
Sydänkuvion alareuna:	$k_B = 183 \text{ mm}$

KUORMITUKSET:

Kuormitukset tarkastellaan KRT:n ja MRT:n eri yhdistelmissä. Mitoituksessa palkin päät ovat nivelellisiä.

Pysyvät kuormat:

1. Palkin ja laattarakenteen omapano ($g_{sw} = g_{k1}$)
2. Pintarakenteet ja ripustuskuormat ($g_{dl} = g_{k2}$)

Muuttuvat kuormat:

3. Määräävä hyötykuorma (q_1)
4. Sekundääri hyötykuorma (q_2)

KUORMAT:

Rakenteen omapaino: $g_{k1} = 66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Pintarakenteet ja ripustuskuormat: $g_{k2,\Lambda} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$g_{k2} = 4.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Muuttuvat kuormat: $q_{k1,\Lambda} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$q_{k2,\Lambda} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

*Yhdistelmäkertoimet määräytyvät kuormaluokan mukaan!

$q_{k1} = 41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$q_{k2} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$\psi_{1,1} := 0.5$ $\psi_{1,2} := 0.3$
 $\psi_{2,0} := 0.7$ $\psi_{2,1} := 0.5$ $\psi_{2,2} := 0.3$

KRT (SLS):

Kuormien yhdistelmät:

Jännittämisen aikainen yhdistelmä: $g_{in1} := g_{sw}$

Viivakuormat:

$g_{in1} = 66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Kuormien ominaisyhdistelmä: $P_c := g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + q_{k2} \cdot \psi_{2,0}$

$P_c = 111 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Kuormien ominaisyhdistelmä: $P_f := g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} \cdot \psi_{1,1} + q_{k2} \cdot \psi_{2,2}$

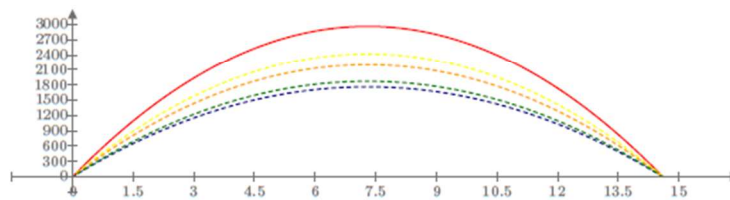
$P_f = 91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Kuormien pitkäaikaisyhdistelmä: $P_{qp} := g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} \cdot \psi_{1,2} + q_{k2} \cdot \psi_{2,2}$

$P_{qp} = 83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Pysyvien kuormien yhdistelmä: $P_g := g_{k1} + g_{k2}$

$P_g = 70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$



- $M_{in1} \{^{\text{KRT}}\} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- $M_c \{^{\text{KRT}}\} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- $M_f \{^{\text{KRT}}\} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- $M_{qp} \{^{\text{KRT}}\} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- $M_g \{^{\text{KRT}}\} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

Minimimomenti:
*Jännittämisen aikainen

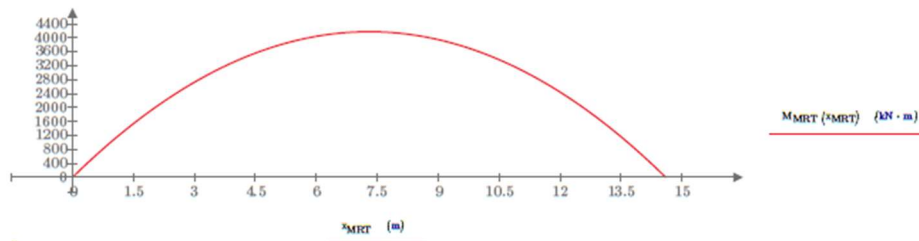
$M_{min} = 1765 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimimomenti:
*Ominaisyhdistelmä

$M_{max} = 2967 \text{ kN} \cdot \text{m}$

MRT:Kuormien yhdistelmät:

Valitaan suurimman kuorman antava yhdistelmä:

Murtorajatilan mitoituskuorma: $P_{Ed} = 157 \text{ kN} \cdot \frac{1}{\text{m}}$ 

Maksimimomentti:

$$M_{\max, \text{MRT}} = 4174 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

PUNOSTEN ALUSTAVA LUKUMÄÄRÄ:

Rakenne on staattisesti määrätty, joten vaadittu punosmäärä voidaan ratkaista jännitysepäyhtälöillä.

PP-akselin etäisyys palkin alareunasta: $y_{pp} = 762 \text{ mm}$ Jänteiden etäisyys alareunasta kentässä: $e_{\text{bot}} := 90 \text{ mm}$ Jänteiden etäisyys alareunasta tuilla: $e_{\text{end}} := 650 \text{ mm}$ Jänteiden arvioitu epäkeskisyyden pp-akselilta tuella: $e_{\text{min}} = 112 \text{ mm}$ Jänteiden maksimi epäkeskisyyden pp-akselilta kentässä: $e_{\text{max}} = 672 \text{ mm}$

Vaadittu jännevoima, jolla betonin vetolujuus ei ylitä keskikentässä maksimi epäkeskisyydellä:

$$P_{\text{m.t.req}} = 3083 \text{ kN}$$

Käytettävä jännevoima yhdelle punokselle: $P_{\text{max},1} := 210 \text{ kN}$ $P_{\text{max.tarkitus}} = \text{"PIENENNÄ JÄNNITYSVOIMAA!"}$ Otaksutut jännityshäviöt: $\Delta\sigma_f := 15\%$ Vaadittu punosten lukumäärä: $n_{\text{p.req}} = 18$

Ilman jännityshäviöitä:

Punosten tuottama jännevoima: $P_{\text{m.t.req}} = 3213 \text{ kN}$

$$P_{\text{max.req}} = 3780 \text{ kN}$$

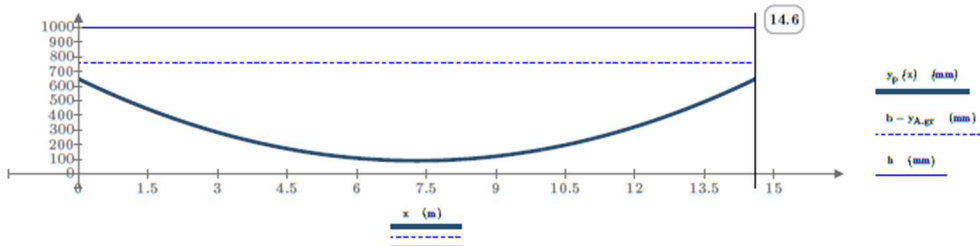
Punosten valittu lukumäärä: $n_p := 22$ Punosten tuottama jännevoima: $P_{\text{m.t}} = 3927 \text{ kN}$

$$P_{\text{max}} = 4620 \text{ kN}$$

PUNOSGEOMETRIA:

PUNOSGEOMETRIA 1:

Punosgeometria:
$$y_p(x) := e_{bot} + (e_{end} - e_{bot}) \cdot \left\{ \frac{(0.5 \cdot L_{eff} - x)^2}{(0.5 \cdot L_{eff})^2} \right\}$$



PUNOSGEOMETRIA 2:

Parametrisointi:

Punosten painopisteen etäisyys painopisteakselilta tuella 1:

$e_1 = 112 \text{ mm}$

Punosten taitepisteen etäisyys tuelta 1:

$L_1 = 1175.00 \text{ mm}$

Punosten painopisteen etäisyys painopisteakselilta kentässä:

$e_T = 672 \text{ mm}$

Punosten alapisteen etäisyys tuelta 1:

$L_f = 7300.0 \text{ mm}$

Punosten painopisteen etäisyys painopisteakselilta tuella 2:

$e_2 = 112 \text{ mm}$

Punosten taitepisteen etäisyys tuelta 1:

$L_4 = 1175.00 \text{ mm}$

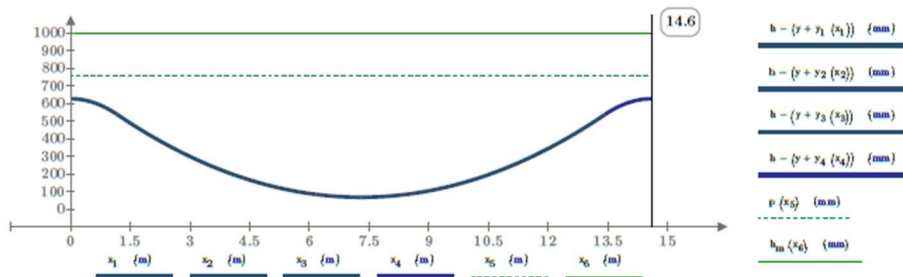
Etäisyys kentän puolivälistä punosten taitepisteelle 1:

$L_2 = 6125.00 \text{ mm}$

Etäisyys kentän puolivälistä punosten taitepisteelle 2:

$L_3 = 6125.00 \text{ mm}$

PUNOSGEOMETRIA PALKIN ALAREUNAN SUHTEEN



Punoksen kääntösäteen tarkistus:

$R_{min} = 7.658 \text{ m}$

$R_{min} \geq 2.5 \text{ m}$

$R_{min, \text{Tarkistus}} = \text{“OK!”}$

VÄLITTÖMÄT JÄNNITYSHÄVIÖT:

Lasketaan todelliset jännityshäviöt betonin kokoonpuristumasta, kitkahäviöistä, ankkurihäviöistä,

Punosten kokonaislukumäärä:	$n_p = 22$
Palkkiin kohdistuva kokonaisvoima punoksista:	$P_{\max} = 4620 \text{ kN}$
Punosten kokonaispinta -ala:	$A_p = 3300 \text{ mm}^2$

Valmistajan ETA:sta tai
käyttöselosteesta otetut
kitkakerroin, aaltoisuusluku
ja lukitusliukumän suuruus:

$$\mu := 0.06$$

$$\beta := 0.010 \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Delta_{\text{slip}} := 6 \text{ mm}$$

BETONIN VÄLITÖN KOKOONPURISTUMA:

Laskennan perus oletama se, että punokset jännitetään yksitellen:

Yhden punoksen ja kaikkien punosten jännittämisestä aiheutuva keskimääräinen jännitys betonissa:	$\Delta\sigma_{C,i} = 0.08 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_{C,\max} = 3.9 \text{ MPa}$
		$f_{\text{cd},i} = 20.9 \text{ MPa}$

Kerroin "j":	$j = 0.48$
--------------	------------

Välitön häviö kimmoisesta kokoonpuristumasta:	$\Delta P_{\text{el}} = 16 \text{ kN}$	$f_{\text{cd},T} = \text{"OK!"}$
---	--	----------------------------------

KITKAHÄVIÖT:

Kulmamuus ensimmäisessä taitepisteessä L_1 :	$\alpha_1 = 8.79 \text{ deg}$
--	-------------------------------

Kulmamuus ensimmäisessä taitepisteessä $L - L_4$:	$\alpha_2 = -8.79 \text{ deg}$
--	--------------------------------

Punosten kulma kohdassa x:	$\alpha(x) := \frac{d}{dx} y(x)$
----------------------------	----------------------------------

Punosten kulmamuuotosten itseisarvo kohdassa x:	$d\alpha(x) := \left \frac{d}{dx} y(x) \right $
---	--

Punosten kulmanmuuotosten summa kohdassa x:	$\theta(x) := \int_0^x d\alpha(x) dx$
---	---------------------------------------

Kitkahäviö kohdassa x:	$x_L := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots L_{\text{eff}}$	$\Delta P_{\mu}(x) := P_{\max} \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot \left(\frac{\theta(x)}{\text{m}} + \beta \cdot x \right)} \right)$
------------------------	--	---

Kitkahäviöiden parametrit:

$$x_L = \begin{bmatrix} \vdots \\ 1.8 \\ 1.9 \\ 2 \\ 2.1 \\ 2.2 \\ 2.3 \\ 2.4 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ m} \quad \alpha(x_L) = \begin{bmatrix} \vdots \\ 0.141 \\ 0.143 \\ 0.145 \\ 0.147 \\ 0.149 \\ 0.151 \\ 0.153 \end{bmatrix} \quad \theta(x_L) = \begin{bmatrix} \vdots \\ 59.116 \\ 59.926 \\ 60.751 \\ 61.589 \\ 62.437 \\ 63.298 \\ 64.171 \end{bmatrix} \text{ m} \cdot \text{deg} \quad P_{\max} - \Delta P_{\mu}(x_L) = \begin{bmatrix} \vdots \\ 4548.46 \\ 4545.06 \\ 4541.72 \\ 4538.44 \\ 4535.22 \\ 4532.06 \\ 4528.96 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Kitkahäviöt matkalta L:	$\Delta P_{\mu}(L_{\text{eff}}) = 338 \text{ kN}$
-------------------------	---

ANKKUROINTI JA LUKITUSHÄVIÖT:

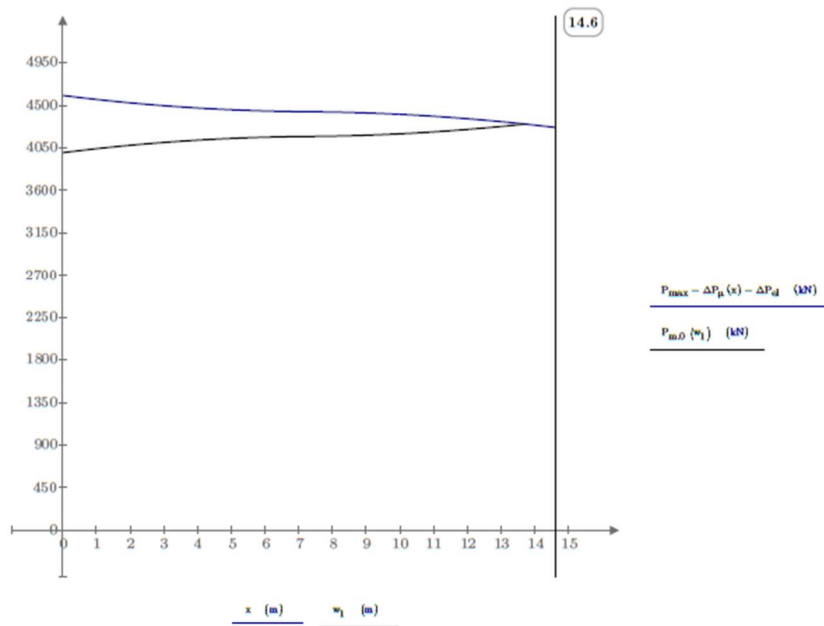
Ulkoisen energian menetys: $\Delta p_E = 3.86 \text{ MN} \cdot \text{m}$

Ankkurointiliukuman vaikutuksen teoreettinen pituus: $w = 13.7 \text{ m}$

$$w_{\text{Tarkistus}} = \text{“Lukitushäviön pituus mitta w”}$$

Sisäisen energian menetys palkin päässä: $\Delta p_1 (L_{\text{eff}}) = 4.86 \text{ MN} \cdot \text{m}$

Lukitushäviön suuruus: $\Delta P_{sl} = 605 \text{ kN}$

ANKKUROINTIHÄVIÖTJÄNNEVOIMAN AJASTA RIIPPUVAT HÄVIÖT:

Suhteellinen kosteus:

RH := 90%

Betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa:

$t_0 := 18$

vrk.

*Viruman alkaminen

Betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana:

$t_a := 58 \cdot 365$

vrk.

*Ensimmäinen luku tarkasteluikä vuosina

Betonin ikä kutistuman alkaessa:

$t_s := 7$

vrk.

*Jälkihoiton lopetus

Sementin tyyppi:

$C_t = \text{“N”}$

Poikkileikkauksen haihtumiselle alttiin piirin pituus:

*Valitse O = pääsee kuivamaan, E = ei pääse kuivamaan

Vasen sivu: VS := “O” Oikea sivu: OS := “O” Alapinta: AP := “O” Yläpinta: YP := “O”

Poikkileikkauksen yhteenlaskettu piiri:

$u = 19.2 \text{ m}$

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus:

$h_0 = 276 \text{ mm}$

VIRUMALUKU:

Betoni: $f_{cm} = 48 \text{ MPa}$ $f_{cm, tarkistus} = \text{"fcm} > 35 \text{ MPa"}$

Virumaluvun parametrit: $\varphi_{RH} = 1.11$ $\beta_{fcm} = 2.67$ $\beta_{w0} = 0.53$

$\varphi_0 = 1.57$ $\beta_H = 649 < 1500$

$\beta_{v,t,t0} = 1.0$

$\beta_{H, tarkistus} = \text{"Viruma sallituissa rajoissa!"}$

Virumaluku:

$\varphi_{t,t0} = 1.6$

Todellinen kimmokerroin:

$E_{c, eff} = 13 \text{ GPa}$

KUTISTUMA:

By 210 s.42:

Kutistuman parametrit:

$\beta_{k,t,t0} = 0.91$

$\varepsilon_{od0, fcm} = -0.000130$

$\beta_{RH} = -1.13$

$\beta_{oc} = 1.00$

$\varepsilon_{cd, inf} = 0.000147$

$\varepsilon_{ca, inf} = 0.000075$

Kuivumiskutistuma: $\varepsilon_{cd} = 0.0134\%$

Kovettumiskutistuma: $\varepsilon_{ca} = 0.0075\%$

Loppukutistuma: $\varepsilon_{cs} = 0.000209$

$\varepsilon_{cs} = 0.021\%$

JÄNNETERÄSTEN RELAKSAATIO:

Jännittämishetkellä vallitsevan jännityksen keskimääräinen itseisarvo punoksissa:

$\sigma_{pi} = 1264 \text{ MPa}$

Suunnittelussa käytettävä relaksaatiohäviön arvio:

$\Delta\sigma_{pr} = 95 \text{ MPa}$

ULKOISET JA SISÄISET KUORMITUKSET

Häviölaskelmissa otaksuttu keskimääräinen puristusjännitys betonissa jänteiden korkeudella:

$\sigma_{c, QP} = 2 \text{ MPa}$

Häviölaskelmissa otaksuttu keskimääräinen vetojännitys jänneteräksissä häviöiden jälkeen:

$\sigma_{p, QP} = 1303 \text{ MPa}$

Häviölaskelmissa otaksuttu keskimääräinen betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen välisen painopisteen välinen etäisyys

$$z_{cp} = 650 \text{ mm}$$

Ajasta riippuvat häviöt jännityksenä ja voimana

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} = 115 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{c.s.r} = 378 \text{ kN}$$

JÄNNEVOIMAN KOKONAISHÄVIÖT:

Jännevoiman kokonaishäviö: $P_{loss,tot} = 1337 \text{ kN}$

Häviöiden jälkeinen jännitysvoima: $P_{m,t}(L_{eff}) = 3888 \text{ kN}$ $F_{m,t} = 177 \text{ kN}$

Jännityshäviöt prosentteina: $P_{loss} = 16\%$

OHJAUSVOIMIEN LASKENTA:

Keskimääräinen jännevoima välittömien häviöiden jälkeen: $P_{m,0} = 4168 \text{ kN}$

Kekimääräinen jännevoima kaikkien häviöiden jälkeen: $P_{m,t} = 3790 \text{ kN}$

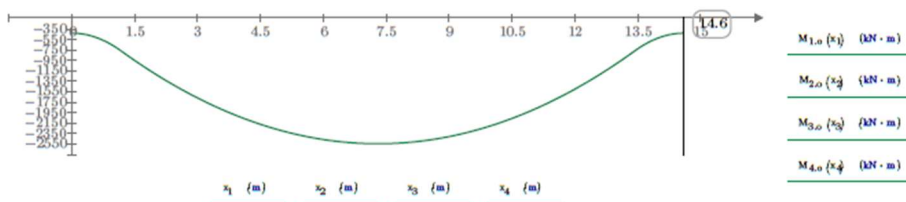
Keskimääräinen puristusjännitys palkissa kaikkien häviöiden jälkeen: $\sigma_{c,m} = 1.4 \text{ MPa}$

Ohjusvoimat kaikkien häviöiden jälkeen: Momentti palkin päässä:

$$P_1(P_{m,t}) = 495 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \quad P_2(P_{m,t}) = -95 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \quad M_p = -424 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

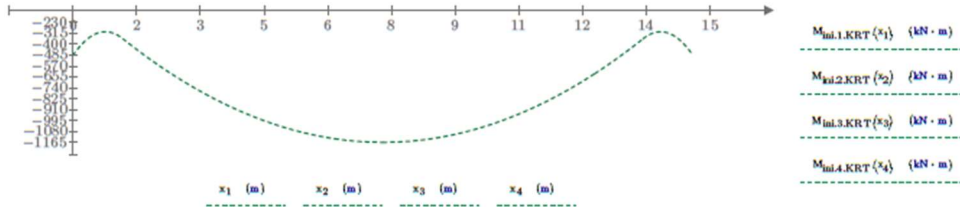
$$P_3(P_{m,t}) = -95 \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \quad P_4(P_{m,t}) = 495 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

Todelliset momentit ohjusvoimista:

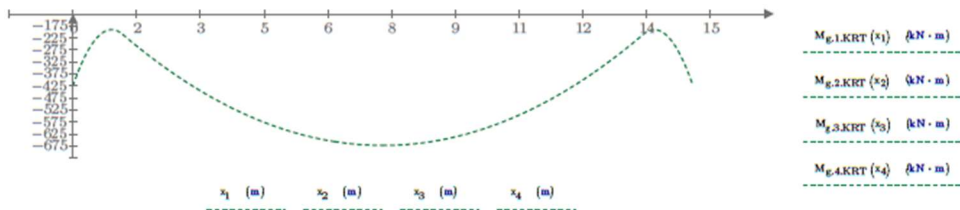


Minimimomentti: $M_{min,0} = -424 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Maksimimomentti: $M_{max,0} = -2546 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Momenttien erotus: $M_{er,0} = -2122 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Jännittämisen aikainen yhdistelmä: $g_{ini} := g_{sw}$



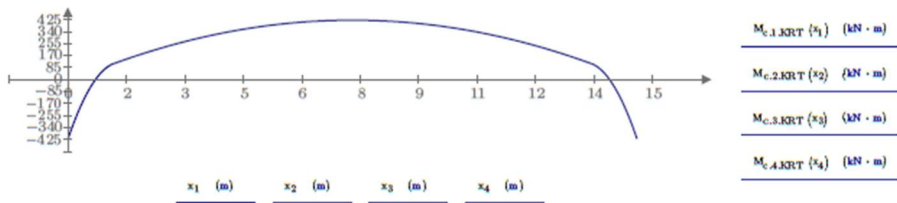
Pysyvien kuormien yhdistelmä: $P_g := g_{k1} + g_{k2}$



PALKIN LOPULLISET TAIVUTUSMOMENTIT:

KRT:

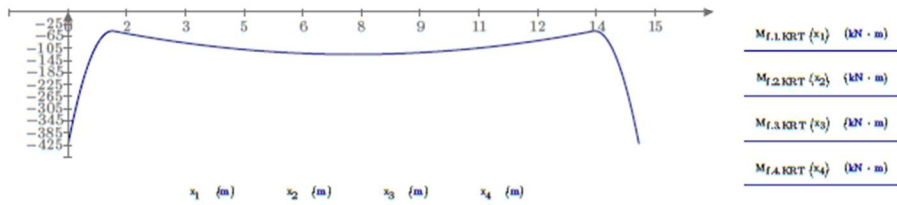
Kuormien ominaisyhdistelmä 1: $P_c := g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} + q_{k2} \cdot \psi_{2,0}$



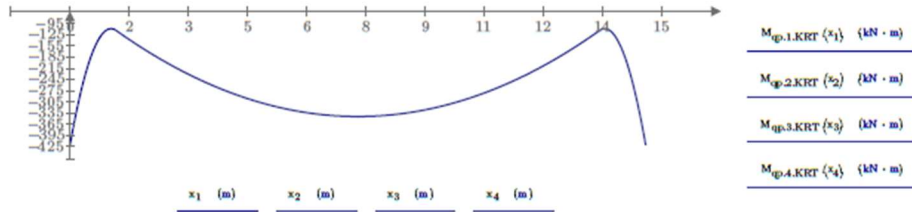
Maksimimomentti:

$M_{max.KRT} = 421 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_p = -424 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kuormien ominaisyhdistelmä 2: $P_f := g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} \cdot \psi_{1,1} + q_{k2} \cdot \psi_{2,2}$

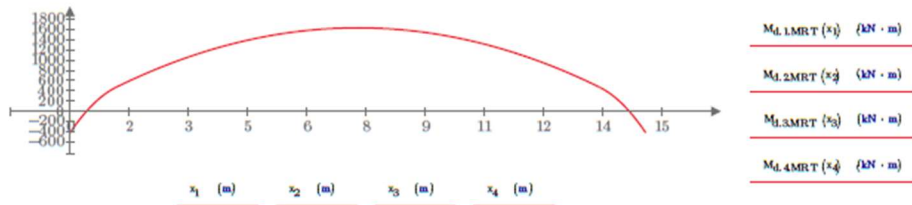


Pitkäaikaisyhdistelmä: $P_{qp} := g_{k1} + g_{k2} + q_{k1} \cdot \psi_{1,2} + q_{k2} \cdot \psi_{2,2}$



MRT (ULS):

Murtorajatäilyhdistelmä: $P_{Ed} := \max \{ 1.15 \cdot K_{FI} \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot q_{k1} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \psi_{2,0} \cdot q_{k2}, 1.35 \cdot K_{FI} \cdot (g_{k1} + g_{k2}) \}$



Palkin pää:

$M_p = -424 \text{ kN} \cdot \text{m}$

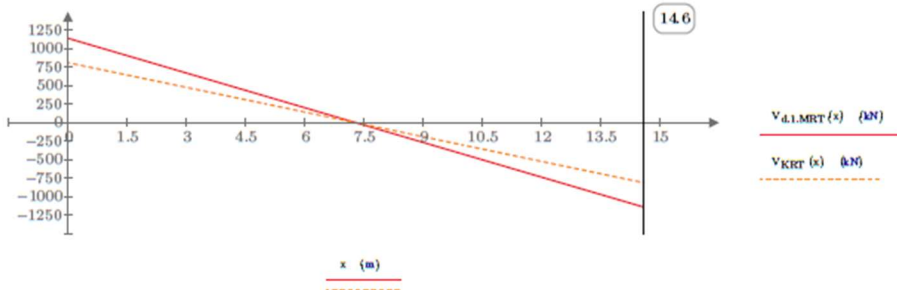
Keskikenttä:

$M_{MRT,f} = 1628 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimimometti:

$M_{MRT,max} = 1628 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Leikkausdiagrammi:



Leikkausvoiman maksimiarvo:

$V_{max,MRT} = 1143 \text{ kN}$ $V_{max,KRT} = 813 \text{ kN}$

PALKIN BETONITERÄSTEN LÄHTÖTIEDOT:

Alapinnan teräkset:

Vetoterästen halkaisija:

$\phi_v := 20 \text{ mm}$

Vetoterästen määrä:

$n_v := 6$

Vetoteräksen pinta-ala:

$A_v = 1885 \text{ mm}^2$

Leikkausterästen halkaisija:

$\phi_h := 12 \text{ mm}$

TAIVUTUSLUJUUS:

Jänneterästen jännitysten lisäys
murtorajatilassa:

$$\Delta\sigma_{ULS} := 50 \text{ MPa}$$

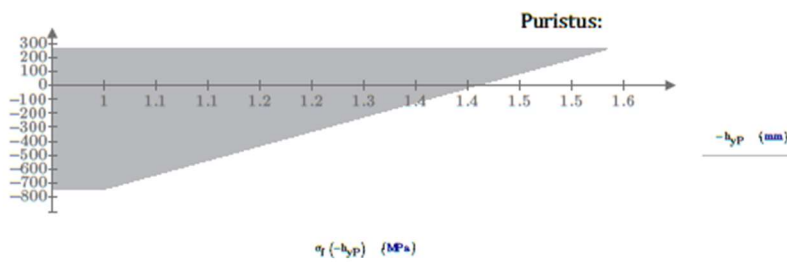
Jännevoiman suunnitteluvarvo
murtorajatilassa:

$$P_{d,t} = 3790 \text{ kN}$$

Tehollinen jännitys jänneteräksissä:

$$\sigma_{pd} = 1199 \text{ MPa}$$

Jännitys keskellä (Pitkäaikaisyhdistelmä):



$$\sigma_{f,yp} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{f,ap} = 1 \text{ MPa}$$

Vetoterästen tehollinen korkeus:

$$d_s = 923 \text{ mm}$$

Jänneterästen tehollinen korkeus
tarkasteltavassa poikkileikkauksessa:

$$d_p = 910 \text{ mm}$$

Neutraaliakselin korkeus:

$$x_n = 44 \text{ mm}$$

Puristuspuoleisen korkeus:

$$\lambda \cdot x_n = 35 \text{ mm}$$

Sääntö T-palkeille:

$T_s = \text{"VAIN LAIPPA PURISTETTU!"}$

$$M_{Ed,max} = 1628 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,P} = 3530 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr} = 947 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,V} = 776 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momenttikapasiteetti:

$$M_{Rd} = 4306 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,cap} = 38\%$$

$$M_{MRT,1.15} = 22\%$$

MINIMIRAUDOITUS:

Palkin vähimmäisraudoitus
positiiviselle momentille:

$$A_{s,min} = 1347 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,T} = \text{"OK!"}$$

HALKEAMAMOMENTTI:

Halkeamamomentti alapinnalle:

$$M_{KRT,qp} = -344 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{cr} = 947 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cr,T} = \text{"HALKEAMATON!"}$$

LEIKKAUSMITOITUS:

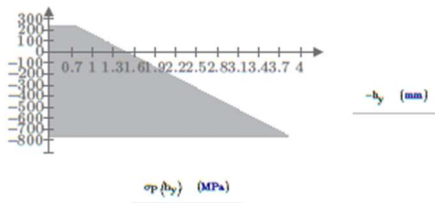
Momenttivarsi leikkausmitoituksessa:	$z = 831 \text{ mm}$
Leikkausterästen kulma:	$\alpha_s := 90 \text{ deg}$
Betonin puristuspaarteen kulma: * $21,8^\circ < \theta < 45^\circ$ *	$\theta_s := 45 \text{ deg}$
Puristusjännitys murtorajatilassa:	$\sigma_{cp} = 1.4 \text{ MPa}$
Maksimileikkauskestävyys leikkausraudoitettuna:	
Lujuuden pienennyskerroimen arvo:	$\nu = 0.5$
Puristusjännitystilän kerroin:	$\alpha_{cw} = 1.06$
Leikkauskestävyyden yläraja:	$V_{Rd,max} = 4457 \text{ kN}$
Leikkausvoiman mitoitusarvo:	$V_{Ed} = 1143 \text{ kN}$
Leikkauskestävyys leikkausraudoitettuna:	
Leikkausvoima kriittisessä poikkileikkauksessa etäisyydellä "d" tuen reunasta:	$V_{Ed,d} = 961 \text{ kN}$
Leikkausterästen halkaisija:	$\phi_H := 12 \text{ mm}$
Leikkausterästen leikkeiden määrä:	$n_H := 2$
Leikkausterästen jakoväli:	$cc_h := 80 \text{ mm}$
Leikkausterästen lujuus:	$f_{ywd} := f_{yd}$
Leikkausterästen pinta-ala:	$A_{sw} = 226 \text{ mm}^2$
Leikkauskestävyys:	$V_{Rd} = 1068 \text{ kN}$
Leikkausvoiman kapasiteetti:	$V_{cap} = 90\%$

HALKEAMAMITOITUS:

Voima betonissa, uuma:	$F_{cw} = -478 \text{ kN}$
Voima vetoteräksissä:	$F_s = 9 \text{ kN}$
Kerroin tankojen tartunnalle: *Hyvä tartunta 0,8 - harjateräs Huono tartunta 1,6 - lähes sileä	$k_1 := 0.8$
Kerroin rasiustyyppille: *Taivutus 0,5 - taivutus Suora veto 1,0 - suora veto	$k_2 := 0.5$
Kansallisesti valittava kerroin: *3,4 Suomessa	$k_3 := 3.4$
Kansallisesti valittava kerroin: *0.425 Suomessa	$k_4 := 0.425$
Kerroin pitkäaikaisvaikutuksille:	$k_t := 0.4$
Tankojen jakoväli:	$c_c = 129 \text{ mm}$
Vetojännityksen tehollinen korkeus:	$h_{ef} = 79 \text{ mm}$
Vetojännityksen alaisen betonin pinta -ala:	$A_{c,eff} = 63522 \text{ mm}^2$
Vetojännityksen alaisen betonin raudoitussuhde:	$\rho_{p,eff} = 0.0297$
Jännitys vetoteräksissä pitkäaikaisyhdistelmällä:	$\sigma_s = 5 \text{ MPa}$
Halkeamaväli:	$S_{r,max} = 302 \text{ mm}$
Venymän muutos vetoteräksissä:	$\Delta \varepsilon_{sm} = 2 \cdot 10^{-5}$
Halkeamaleveys:	$w_k = 0.005 \text{ mm}$

JÄNNITYKSET: Puristusjäännitys (+):
Vetojäännitys (-):

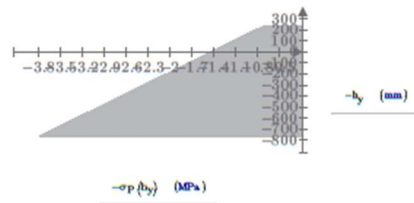
Jännitys ensimmäisessä päätylohkossa:



$\sigma_{P,yp} = 0.7 \text{ MPa}$

$\sigma_{P,ap} = 3.8 \text{ MPa}$

Jännitys ensimmäisessä päätylohkossa:

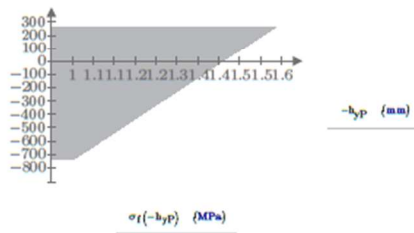


$\sigma_{P,yp} = 0.7 \text{ MPa}$

$\sigma_{P,ap} = 3.8 \text{ MPa}$

Jännitys keskellä:

Puristus:



$\sigma_{f,yp} = 1.6 \text{ MPa}$

$\sigma_{f,ap} = 1 \text{ MPa}$

TAIPUMA:

Sallittu taipuma: $\Delta_{qp,all} = 58.4 \text{ mm}$

Maksimitaipuma kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä:

$\Delta_{qp,1} = 6 \text{ mm} + \Delta_{qp,2} = -4 \text{ mm} = \Delta_{qp} = 1.9 \text{ mm}$

Lisätaipuma kutistumasta:

$\Delta_{cs} = 0.8 \text{ mm}$

Kokonaistaipuma:

$\Delta_{qp,tot} = 2.7 \text{ mm}$

Taipuma kapasiteetti:

$\Delta_T = 4.7\%$

PUNOSTEN SIIJOITTELU:

Suunnitellaan ankkureiden asennus päätylohkoon niin, että ankkurilevyt ovat asetettu y-suunta alhaalta ylös ja x-suunta vasemmalta oikealle. Suojaputkien halkaisija, sekä reuna- ja keskiöetäisyydet ankkurijärjestelmien valmistajien käyttöselostusten mukaan.

Ankkurijärjestelmä:

Ankkurijärjestelmä := "MK4"

*Valitse ankkurijärjestelmä: -"MK4",

	Leveys:	Korkeus:	Pinta-ala:
Aluslevyjen dimensiot:	$y_a = 135 \text{ mm}$	$x_a = 75 \text{ mm}$	$A_{c0} = 10125 \text{ mm}^2$

ANKKUREIDEN ASETTELU PÄÄTYLOHKOSSA:Maksimi raekoko: $d_g := 16 \text{ mm}$ Suojaputken halkaisija: $\phi_{sp} = 20 \text{ mm}$

Punoksen minimi reunaetäisyys leveysuunnassa:	$a_x = 70 \text{ mm}$	Punoksen minimi keskiöetäisyys leveysuunnassa:	$p_x = 160 \text{ mm}$
---	-----------------------	--	------------------------

Punoksen minimi reunaetäisyys korkeusuunnassa:	$a_y = 105 \text{ mm}$	Punoksen minimi keskiöetäisyys korkeusuunnassa:	$p_y = 115 \text{ mm}$
--	------------------------	---	------------------------

Ankkureiden maksimimäärä leveysuunnassa: $n_{p,x} = 4$ Ankkureiden maksimimäärä korkeusuunnassa: $n_{p,y} = 6$ Ankkureiden maksimimäärä päätylohkossa: $n_{p,\text{all}} = 24$ TARKISTUS_{n,p,all} = "PÄÄTYLOHKON PINTA-ALA RIITTÄVÄ!"JÄNNETERÄSTEN SIIJOITTELU POIKKILEIKKAUKSESSA:Minimileveys: $x_{\text{min}} = 50 \text{ mm}$ Minimikorkeus: $y_{\text{min},1} = 40 \text{ mm}$ Minimikorkeus, jos nipuissa: $y_{\text{min},2} = 40 \text{ mm}$ ANKKUREIDEN HALKAISUVOIMAT:

Betonin pistekuormakestävyys:	$F_{R,d1} = 85 \text{ kN}$	$F_{m,t} = 177 \text{ kN}$
-------------------------------	----------------------------	----------------------------

Halkaisuvoimat leveysuunnassa: $T_x = 143 \text{ kN}$ Halkaisuvoimat korkeusuunnassa: $T_y = 239 \text{ kN}$