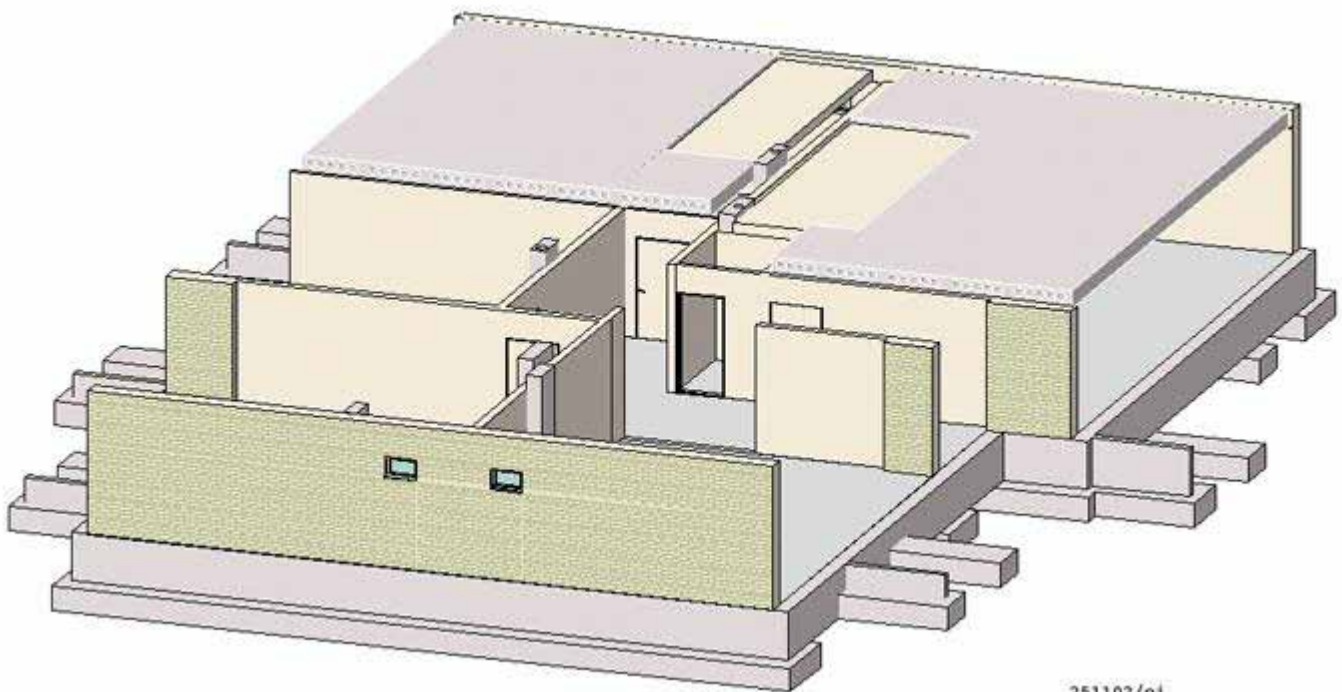


Johdatus betonirakenteiden suunnitteluun eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 ja 2 mukaan



Olli Ilveskoski

EuroCode5 Road Show:

Johdatus Betonirakenteiden suunnitteluun eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 ja 2 mukaan
Olli Ilveskoski

ISBN 978-951-784-585-4 (PDF)
ISSN 1795-424X
HAMKin e-julkaisu 13/2012

© Hämeen ammattikorkeakoulu ja kirjoittajat

JULKAISIJA – PUBLISHER

Hämeen ammattikorkeakoulu
PL 230
13101 HÄMEENLINNA

puh. (03) 6461
julkaisut@hamk.fi
www.hamk.fi/julkaisut

Ulkoasu ja taitto: HAMK Julkaisut

Hämeenlinna, marraskuu 2012

Johdatus betonirakenteiden suunnitteluun
eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 ja 2 mukaan

Olli Ilveskoski

Johdanto

Hamkin Rakennustekniikan Ko on järjestänyt vuosina 2006- 2012 Rakennesuunnittelijan Erikoistumisopinnot – koulutuksia, joissa osallistujat ovat syventäneet osaamistaan aihepiireissä kuten Teräs- ja jännebetonirakenteet , Teräsrakenteet, Puurakenteet sekä Tietomallinnus. Tavoitteena on ollut ottaa samalla Eurokoodit käyttöön rakenteiden suunnittelussa.

Koulutuksen järjestämiseen ovat osallistuneet mm

Eurokoodit	Ahti Rantonen laatujoht. FMC Group
Tietomallinnus	Timo Pekkinen DI FMC Group
Jälkijännitetyt Rakenteet	Eero Saarinen yliopettaja
Jännitetyt Rakenteet	Pekka Nykyri yliopettaja Oamk
Elementtirakenteet	Harri Isoherranen Tekn.lis. FIRA Oy
Jännitetyt Rakenteet	Ilkka Vilonen Tekn.lis. Ramboll
Mitoitusperusteet	Olli Ilveskoski yliopettaja

Tämä julkaisu on yhteenveto Eurokoodi SFS 1992-1-1 ja 2 mukaisesta Teräsbetoni- ja Jännebetonirakenteet koulutuksen aiheista ja materiaaleista. Kiitän kaikkia osapuolia arvokkaasta panoksesta . Saatua materiaalia on käytetty Hamkin Construction Engineering ja YAMK- koulutuksessa.

Olli Ilveskoski Rakennetekniikan yliopettaja

Hämeenlinnassa 21.09.2012

Sisällysluettelo

1 Yleistä	4
1.1 Soveltamisala	4
1.2 Velvoittavat viittaukset	5
1.3 Oletukset	5
2 Suunnitteluperusteet	6
2.0 Elementtirakentaminen.....	6
2.1 Suunnitteluperusteet, vaatimukset	25
2.2 Rajatilamitoituksen perusteet	26
2.3 Perusmuuttujat	30
2.4 Varmuuden osoittaminen osavarmuuslukumenetelmällä	30
3 Materiaalit.....	43
3.1 Betonin materiaaliominaisuudet	43
3.2 Betoniterästen materiaaliominaisuudet	47
4 Säilyvyys ja raudoituksen betonipeite.....	58
5 Rakenteen mallintaminen.....	61
6 Murtorajatilat	64
6.1 Palkit ja laatat	64
Esimerkki 1 Vetoraudoitettu teräsbetonipalkki.....	92
Harjoitus 1 : Toimistorakennuksen paikallavalettu kaksiaukkoinen palkki.....	101
6.2 Pilari	103
6.21 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä.....	108
6.22 Pilarin kestävyuden mitoitusarvo	113
Esimerkki 2 Teräsbetonipilari.....	115
Harjoitus 2 : Mastojäykistetty teräsbetonihalli.....	121
6.3 Teräsbetonilaatat.....	123
Esimerkki 3 Ristiinkantava laatta	125
Esimerkki 4 Laatan suunnittelu plastisuusteorialla	129

7 Käyttörajatilat	134
8 Raudoituksen yksityiskohtien suunnittelu	134
8.1 Rakenneosien yksityiskohtien suunnittelu ja erityiset säännöt	136
Esimerkki 5 Seinien vaakakuormat.....	145
Esimerkki 6 Raudoittamaton betoniseinä	151
Harjoitus 3 : Seinäjäykistetty asuinkerrostalo	154
9 Eurokoodi SFS EN 1992-1-2: Betonirakenteiden suunnittelu . Osa 2: Yleiset säännöt.	155
9.1 Suunnitteluperusteet	155
10 Jännebetonirakenteet.....	159
10.1 Jännittämisen perusteet	159
10.2 Materiaalit.....	160
10.3 Jännittämisvoima.....	162
10.4 Poikkileikkaussuureet.....	163
10.5 Jännityshäviöt.....	164
10.6 Taivutusmurtorajatila	166
Harjoitus 4 : HI- jännebetonipalkki	171
Harjoitus 5 : Jälkijännitetty kaksiaukkoinen palkki	172
Lähdeluettelo.....	173

EUROKOODI 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU.

OSA 1-1: YLEISET SÄÄNNÖT JA RAKENNUKSIA KOSKEVAT SÄÄNNÖT

1 Yleistä

Luvussa 1 käsitellään Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 soveltamisalaa, velvoittavia viittauksia sekä oletuksia

1.1 Soveltamisala

Eurokoodi 2 koskee rakennusten sekä maa- ja vesirakennusten suunnittelua käytettäessä raudoittamatonta betonia, teräsbetonia ja jännebetonia. Standardissa noudatetaan rakenteiden varmuutta ja käyttökelpoisuutta koskevia periaatteita ja vaatimuksia sekä suunnittelua ja vaatimustenmukaisuuden osoittamista koskevia perusteita, jotka esitetään standardissa EN 1990: Basis of structural design.

Eurokoodi 2 on tarkoitettu käytettäväksi yhdessä seuraavien standardien kanssa:

EN 1990: Eurocode – Rakenteiden suunnitteluperusteet

EN 1991: Rakenteiden kuormat.

Betonirakenteiden kannalta olennaisia rakennustuotteita koskevat yhdenmukaistetut EN-standardit:

ENV 13670: Betonirakenteiden toteuttaminen

EN 1997: Geotekninen suunnittelu

EN 1998 : Suunnittelu maanjäristyskuormille

Eurokoodi 2 jakautuu seuraaviin osiin:

Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat

Osa 1-2: Rakenteiden palomitoitus

Osa 2: Reinforced and prestressed concrete bridges

Osa 3: Liquid retaining and containing structures.

Osassa 1-1 käsitellään seuraavia aiheita:

Luku 1: Yleistä

Luku 2: Suunnitteluperusteet

Luku 3: Materiaalit

Luku 4: Säilyvyys ja raudoituksen betonipeite

Luku 5: Rakenneanalyysi

Luku 6: Murtorajatilat

Luku 7: Käyttörajatilat

Luku 8: Raudoituksen ja jänneterästen yksityiskohtien suunnittelu – Yleistä

Luku 9: Rakenneosien yksityiskohtien suunnittelu ja erityissäännöt

Luku 10: Betonielementtejä ja betonielementtirakenteita koskevat lisäsäännöt

Luku 11: Kevytkiviainesbetonirakenteet

Luku 12: Raudoittamattomat ja vähän raudoitetut betonirakenteet.

1.2 Velvoittavat viittaukset

Velvoittavat asiakirjat sisältävät asioita, jotka viittausten kautta vaikuttavat tämän kansainvälisen standardin sisältöön. Velvoittavia viittauksia ovat mm

SFS-EN 1990: Eurocode – Rakenteiden suunnitteluperusteet

SFS-EN 1991-1-5. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-5: Yleiset kuormat.

Lämpötilakuormat

SFS-standardi: SFS-EN 1991-1-6. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-6: Yleiset kuormat. Toteuttamisen aikaiset kuormat

muita viitestandardeja ovat mm

SFS-standardi: SFS-EN 197-1 + A1. Sementti. Osa 1: Tavallisten sementtien koostumus, laatuvaatimukset ja vaatimustenmukaisuus

SFS-EN 206-1. Betoni. Osa 1: Määrittely, ominaisuudet, valmistus ja vaatimustenmukaisuus

SFS-standardi: SFS-EN 12390. Kovettuneen betonin testaus. Osat 1...8

1.3 Oletukset

Standardin EN 1990 yleisten oletusten lisäksi seuraavat oletukset ovat voimassa:

- riittävän pätevät ja kokeneet henkilöt suunnittelevat rakenteen
- käytetään riittävää valvontaa ja ylläpidetään laadunvalvontaa työtä suoritettaessa niin tuotantolaitoksissa kuin työmaallakin
- riittävän ammattitaitoiset ja kokeneet henkilöt rakentavat kohteen
- rakennusmateriaaleja ja -tuotteita käytetään niin kuin tässä eurokoodissa tai materiaalia tai tuotetta koskevassa standardissa edellytetään
- rakennetta pidetään kunnossa asianmukaisesti
- rakennetta käytetään suunnitteluoletusten mukaisesti
- noudatetaan esistandardissa ENV 13670 esitettyjä, toteuttamista ja työnsuoritusta koskevia vaatimuksia.

2 Suunnitteluperusteet

2.0 Elementtirakentaminen

/12/

Vuosina 1968-1970 kehitettiin Suomessa asuinrakentamista varten avoin BES- järjestelmä. Se perustui kantaviin pääty- ja väliseiniin, ei-kantaviin sandwich- ulkoseiniin ja välipohjina käytettäviin pitkälaattoihin. Parvekkeet olivat yleensä vapaasti perustuksilla seisovia torneja. Laattaelementteinä alettiin käyttää esijännitetyjä ontelo- ja kotelolaattoja. BES- järjestelmässä standardoitiin betonielementit ja niiden liitosdetaljit siten, että urakoitsijat voivat hankkia valmisosia samaan rakennukseen useilta toimittajilta. Valittu runkojärjestelmä antoi lähes vapaat vaihtelumahdollisuudet asuntojen pohjaratkaisujen suunnittelulle. 80-luvulla elementtijärjestelmien standardointi jatkui toimitila- ja teollisuusrakentamisen puolelle, kun laadittiin Runko- BES- aineisto. Siinä pilari-palkkirungolle koottiin mittajärjestelmä, rakenneosien mitta- ja tyyppisuositukset sekä liitosdetaljit.

Arkkitehtuuri, koko rakennuksen ominaisuudet, elinkaarikustannukset, ympäristövaikutukset suuntasivat kehitystä jo 1990-luvulla. Rakentamisen asenteet ovat muuttuneet ja betoni tarjoaa väri vaihtoehtojen ja säilyvyyden kannalta monipuolisia variaatiomahdollisuuksia. Julkisivuissa rappaustekniikat ja graafinen betoni lisäävät suosiotaan. BES- ja Runko- BES- järjestelmät ovat edelleen runkojärjestelminä käytössä. harkko- ja betonielementitalot lisäävät osuuttaan pientalorakentamisessa. Betonielementtien ja teräksen yhdistelmärunkoratkaisut ovat yleisiä. Viime aikoina mallintava suunnittelu ja matalaenergiarakentaminen ovat yleistyneet.

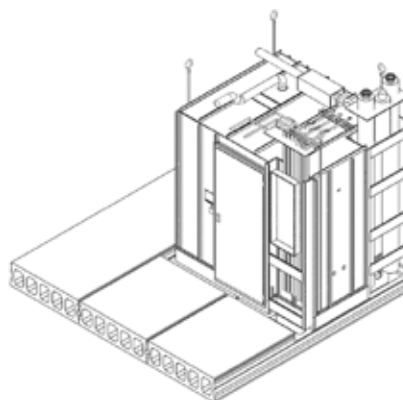
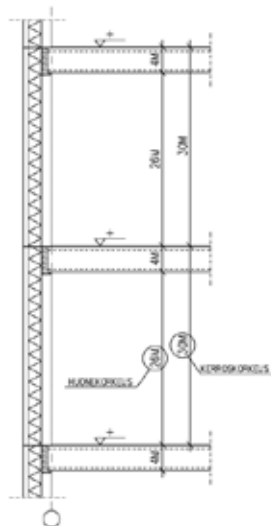
Asuinrakennukset

/12/



Kuva Betonielementtiasuinkerrostalo

Runkojärjestelmät



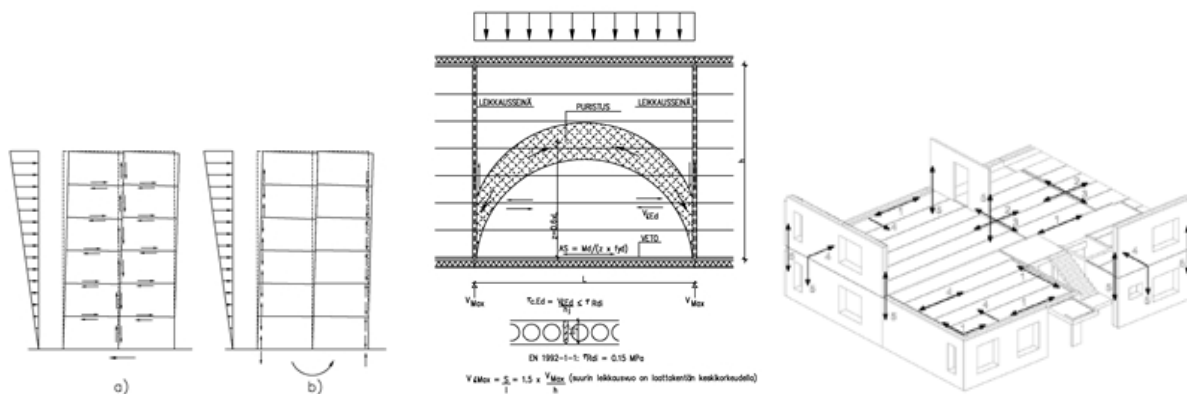
Kuva 121 Asuinkerrostalon runko

Asuinkerrostalojen minimi kerroskorkeus on RakMk:n asuntosuunnittelua koskevan osan G1 mukaan 3000 mm ja minimi huonekorkeus on 2500 mm. Asuntojen väliset seinät tehdään betonista, jolloin ne täyttävät ääni- ja palotekniset vaatimukset. Kantavat väliseinät ovat yleensä raudoittamattomia betonielementtejä, $b=180$ tai 200mm . Ulkoseinien sisäkuorta käytetään päädyissä kuormia kantavana, jolloin sisäkuoren paksuus $b=150\text{ mm}$. Porrashuoneiden asuntojen vastaiset seinät ovat 200 mm paksuja betonielementtejä. Asuntojen sisäiset seinät ovat ei-kantavia kevyitä seiniä, jolloin huonetilojen muutokset on helppo toteuttaa.

Märkätilat pyritään sijoittamaan päällekkäin, jolloin etuna on LVI-laitteiden melun vähäinen määrä asunnoissa. Märkätilat rakennetaan paikalla kiviaineisina tai levyrakenteisina tai tilat tehdään esivalmisteisista ns. kylpyhuone-elementeistä.

Kantavien ja jäykistävien rakenteiden palonkestovaatimus on 3-8 kerroksisessa rakennuksessa yleensä R60 ja yli 8 kerroksisessa R120. Talousirtaimiston säilytystilat mitoitetaan P1-luokan rakennuksissa 600-1200 MJ/m² palokuormalle, jolloin kantavien rakenteiden luokkavaatimus on 3-8 kerroksisessa rakennuksessa R120 ja yli 8-kerroksisessa R180. Irtaimistovarastot sijoitetaan yleensä väestönsuojiiin tai kellaritiloihin, jolloin luokkavaatimukset ja osastoinnit ovat helpommin toteutettavissa.

Alapohjat tehdään joko maanvaraisina paikalla valaen tai tuuletettuina lämmöneristetyistä ontelolaatoista.



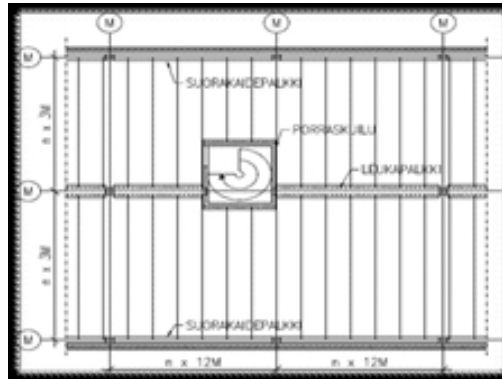
Kuva Elementeistä kootun jäykistysseinän liitoksissa vaikuttavia voimia /12/

Rakennuksen runkoon kohdistuvat vaakavoimat siirretään jäykistysosille jäykkien välipohjalevyjen välityksellä. Elementeistä tehdyt laatastot yhdistetään rengas- ja saumaraudoituksella sekä saumavaluilla jäykiksi levyiksi. Levyä tarkastellaan vaakasuorassa tasossa olevana seinämäisenä kannattajana, jonka sisään muodostuu puristuskaari ja vetotanko. Kannattajan tukina toimivat leikkausseinät ja jäykistystornit.

Laatastot tehdään tavallisesti ontelolaatoista tai valetaan paikalla. Laatat tukeutuvat suoraan kantavien seinien päälle. Ontelolaattoja hl=370 käytettäessä päästään kylpyhuoneidenkin kohdalla n. 8500-12000 mm jänneväliin riippuen kylpyhuonesyvennyksen sijainnista laatan jänteellä. Hormeja varten tehtävät aukot saattavat rajoittaa jänneväliä.

Ei-kantavat ulkoseinät ovat joko sandwich-elementtejä tai yhdistelmäjulkisivuja käytettäessä sisäkuorielementtejä, jolloin niiden paksuus tulee ääniteknisistä syistä olla 150 mm.

Toimisto- ja liikerakennukset

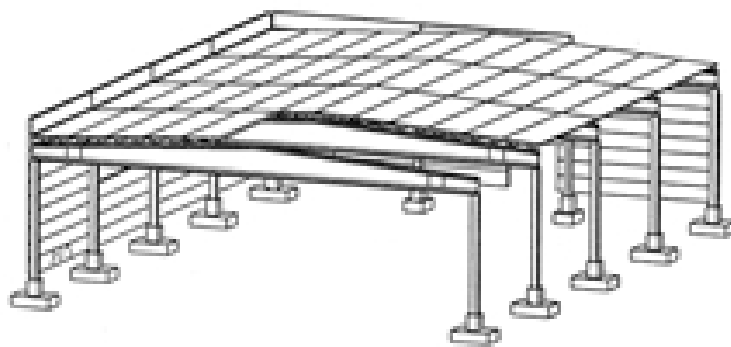


Kuva

Rakennuksen rungon moduuliverkkona käytetään pilareihin nähden keskistä moduuliverkkoa. Moduulijako valitaan yleensä toimistohuoneen koon kerrannaiseksi, jotta julkisivulinjojen pilarit pystytään sijoittamaan toimistohuoneiden väliseinälinjoille. Tyypillinen moduulijako 2400 mm leveissä toimistohuone ratkaisuihin on 7200 mm tai 8400 mm ja vastaavasti 2700 mm leveissä huoneratkaisuihin 5400 mm tai 8100 mm.

Toimisto- ja liikerakennuksissa pilari-palkki järjestelmä, jossa palkkilinjat ovat rakennuksen pituussuunnassa, on Suomessa yleisin runkotyyppi. Vaakarakenteena käytetään suorakaide- ja leikkipalkkeja sekä ontelo- tai kuorilaattoja ja pystyrakenteina betoni tai liittopilareita.

Teollisuus- ja varastorakennukset



Kuva Teollisuusrakennuksen runkojärjestelmä

Rungon moduuliverkkona käytetään pilareihin nähden keskeistä moduuliverkkoa keskipilareille ja tarvittaessa moduuliverkko sijoitetaan ulkoseinälinjoilla pilareiden ulkopintaan. Teollisuus- ja varastorakennuksissa kantava runko on yleensä pilari-palkkirunko. Rakennukset ovat usein yksikerroksisia halleja, joihin saattaa liittyä useampikerroksisia toimisto- ja aputiloja. Pilarilinjojen lukumäärä riippuu hallin koosta ja tarvittavasta vapaasta jännevälistä.

Palkit ovat jännitettyjä tai teräsbetonipalkkeja jännevälillä ja kuormituksista riippuen. Pitkillä jänneväleillä käytetään jännebetonisia I- tai HI – palkkeja. HI- palkkeja käytettäessä saadaan vesikatolle harjamainen muoto ilman tilaa vievää keskipilarilinjaa. HI-palkkien yläpinnan kallistus on 1:16.

Suositusjänevälit

Eräiden betonielementtirakenteiden suositusjänevälialueita. Ks elementtisuunnittelu.fi

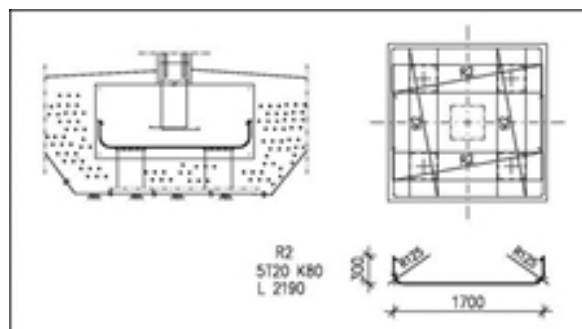
Taulukko 4

HI-palkki, B=480 mm Harjakorkeus taulukosta, kalt. 1/16.
 TT-3000/120 laatta
 Kuormitus $B_k=0.5 \text{ kN/m}^2$
 $s=0.8 \cdot 2.75=2.2 \text{ kN/m}^2$ lumikuorma

Laatan jänneväli	Laatan paksuus	Palkin jänneväli					
		15 000	18 000	21 000	24 000	27 000	30 000
9 000	400	1200	1350	1500	1800	2100	2400
10 000	400	1200	1350	1650	1950	2100	2550
12 000	500	1350	1500	1800	2100	2550	-
14 000	500	1350	1650	1950	2250	2700	-
16 000	600	1500	1800	2100	2550	-	-
18 000	600	1650	1950	2250	2700	-	-
20 000	700	1800	2100	2550	-	-	-
22 000	800	1800	2250	2700	-	-	-
24 000	800	1950	2400	-	-	-	-



Perustukset ja väestönsuojat



Kuva Perustukset /12/

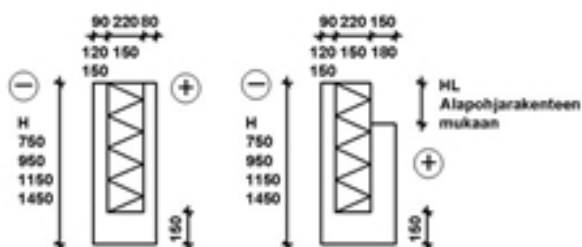
Kaikki perusrakenteet voidaan tehdä myös elementeistä. Markkinoilta löytyy antura- ja holkkielementtejä, sokkelipalkkeja, kellarin seiniä, paaluja ja paaluhattuja sekä väestönsuojan seiniä ja kattolaattoja.

Paalut

Teräsbetoniपालuja käytetään perustuksissa, joissa pohjaolosuhteet vaativat kuormien viemisen syvemmällä sijaitsevaan kantavaan maakerrokseen. Yleisimmin Suomessa käytettävä paalutyyppi on teräsbetoninen lyöntipaalu. Suomen maaperäolosuhteissa paalut ovat lähes aina tukipaaluja, ts. paalujen pää ulotetaan aina kallioon tai kantavaan maakerrokseen asti. Kitka- ja koheesiopaaluja käytetään melko vähän. Paaluperustuksen yhteydessä käytetään yleensä paikallavalettua anturaa.

Sokkelielementit

Sokkelielementtejä valmistetaan sandwich-elementteinä, eristämättöminä sokkelipalkkeina tai ontelolaattoina. Ks elementtisuunnittelu.fi



Kuva 127 Sokkelielementti

Väestönsuojaelementit

Teräsbetonirakenteiset väestönsuojat jaetaan normaalisti S3-, S1- ja K-luokan suojiin. Väestönsuojan rakentamisvelvoitteeseen vaikuttaa, sijaitseeko rakennus suojelukohdealueella vai valvonta-alueella. Sisäasiainministeriö on RT-kortissa RT SM-20861 määritellyt Suomeen 50 suojelukohdekuntaa ja muu osa Suomea käsittää valvonta-alueen.

Uudisrakentamisen yhteydessä väestönsuoja on rakennettava kerrosalaltaan vähintään 600m²:n rakennuksiin, joissa työskennellään tai asutaan pysyvästi. Väestönsuojan rakentamisvelvollisuutta ei ole tilapäisissä rakennuksissa, joita käytetään alle 5 vuotta. Muutos- ja korjausrakentamisen yhteydessä väestönsuoja on rakennettava suojelukohdealueella rakennuksiin, joissa korjaustyön laajuus on vähintään 1000m². Rakentamisvelvollisuus pätee korjauskohteissa, mikäli se on kohtuullisin kustannuksin sekä ilman suuria vaikeuksia mahdollista. Valvonta-alueella rakentamisvelvollisuutta ei ole korjaustyön yhteydessä. Väestönsuojan suojatilan tulee olla vähintään 2 % yhteenlasketusta kerrosalasta. Teollisuus-, tuotanto- ja kokoontumisrakennusten sekä varastorakennusten väestönsuojan suojatila tulee olla vähintään 1 % yhteenlasketusta kerrosalasta. Väestönsuojan tyyppi määritellään suojatilan koon ja henkilömäärän mukaan.

Taulukossa 3.3 on esitetty suojatyyppit, niiden sallitut suojatilan koot, maksimi henkilömäärät sekä kuormitukset, jotka väestönsuoja kestää (RT 92-10771).

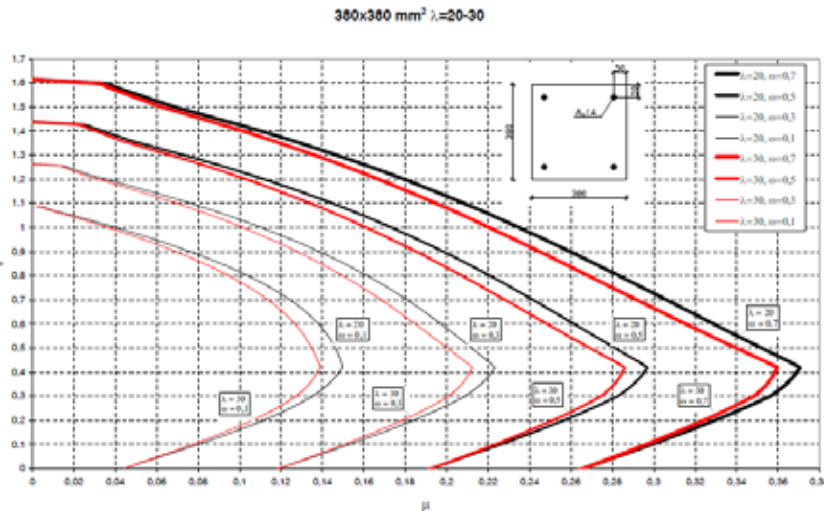
Suojelukohteissa			
Suojaluokka	Varsinainen suojatila enintään (m ²) (0,75 m ² /henkilö)	Laskennallinen henkilömäärä enintään	Kuormitus, jonka väestönsuoja kestää (bar)
K-luokan väestönsuoja 1)	20	26	0,25
K-luokan väestönsuoja peruskorjattavissa rakennuksissa	180	240	0,25
S1 teräsbetoniväestönsuoja	90	120	1
S1 kalliosuoja	900	1200	1
S3 teräsbetoniväestönsuoja	450	600	3
S3 kalliosuoja	1800	2400	3
S6 kalliosuoja	3600	4800	6
Muulla alueella (valvonta-alueella)			
K-luokan väestönsuoja	180	240	0,25
S1 teräsbetoniväestönsuoja	360	480	1
S3 teräsbetoniväestönsuoja	450	600	3
S1 kalliosuoja	1800	2400	1
S3 kalliosuoja	3600	4800	3
S6 kalliosuoja	3600	4800	6

1) Muutos- tai korjaustyön yhteydessä suojelukohteessa valmiiseen rakennukseen rakennettavan K-luokan väestönsuojan suojatila saa olla enintään 180 m².

Väestönsuojien rakenteet määritellään erillisten väestönsuojia koskevien teknisten ohjeiden mukaan. Määriteltäessä rakenteita, tulee huomioida, että suoja on riittävän tiivis ja luja kriisitilanteessa. Väestönsuojien rakennejärjestelmät on kehitetty sellaisiksi, että lopullisessa tilanteessa suoja on mahdollisimman monoliittinen ja vaadittava tiiveys säilyy kriisitilanteessa. Tästä syystä rakenneosien liittymät tehdään jäykiksi tai osittain jäykiksi. Elementtirakenteiset väestönsuojat ovat pääosin yhdistelmärakenteita, joissa elementit ja paikallavalu muodostavat yhdessä lopullisen suojarakenteen.

Pilarit

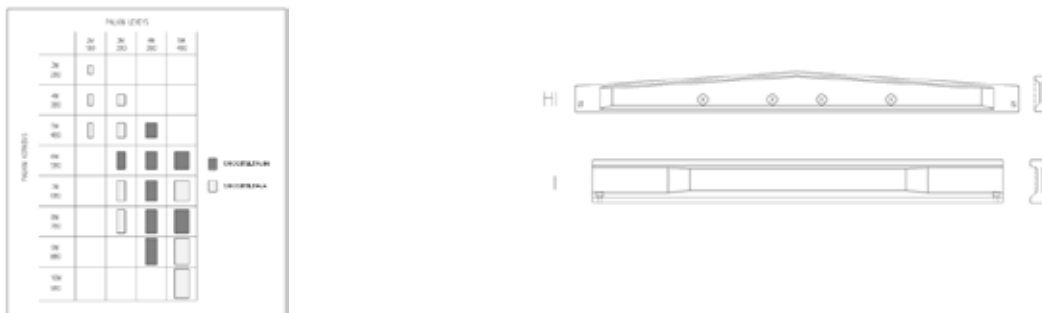
Elementtipilarit ovat poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisia tai pyöreitä. Suositeltava minimipaksuus pilareille on yleensä 280 mm. Betonipilarin valmistusmitta on $n * M$ (liittymismitta) - 20 mm (esim. 380 * 380). Pilarien kulmissa käytetään ensisijaisesti vakioviistettä 15 * 15 mm².



Kuva Teräsbetonipilarin yhteisvaikutusdiagrammi

Palkit

Elementtipalkit voivat olla tavallisia teräsbetonipalkkeja tai jännitettyjä jännebetonipalkkeja. Erilaisia palkkityyppejä muodon perusteella ovat teräsbetoninen tai jännitetty suorakaidepalkki, leukapalkki, ristipalkki tai jännitetty HI- ja I-palkki.



Kuva Teräsbetonipalkkien suositusmittoja ks elementtisuunnittelu.fi

Seinät

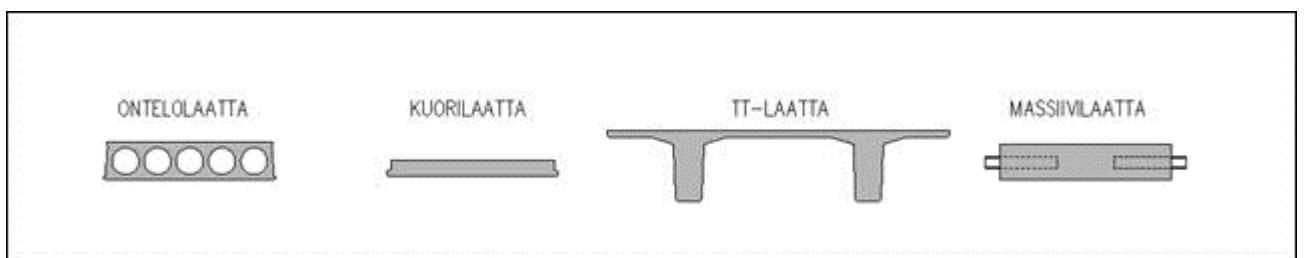


Kuva seinelementtejä /12/

Seinäelementtejä käytetään ulkoseinän sisäkuoressa, väliseininä sekä kellarin maanpaineseininä. Seinät ovat pääasiassa puristettuja rakenteita. Jäykistävillä seinillä ja maanpaineseinillä on lisäksi rasituksena vaakakuormituksia. Seinien leveys b tulee olla suurempi kuin 4 kertaa seinän paksuus h . Muuten rakennetta tulee käsitellä pilarina (EN 1992-1-1 kohdat 9.5.1 ja 9.6.1).

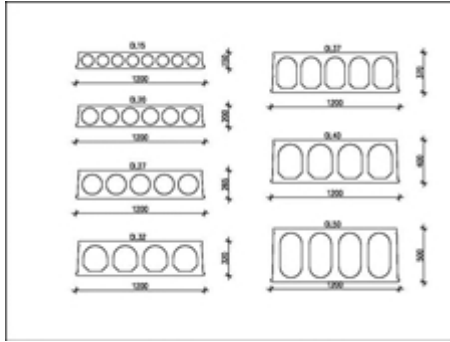
Elementtiseinät tehdään joko raudoittamattomina tai raudoitettuna. Raudoittamattomien elementtien reunaan sijoitetaan reunan suuntainen pielirauditus, jonka halkaisija $> 10\text{mm}$. Elementtirakenteiset teräsbetoniseinät ovat molemmista pinnoistaan raudoitettuja. Seinän tulee sisältää vähintään minimiraudoitusta vastaava teräsmäärä, jotta sitä voidaan pitää teräsbetoniseinänä. Asuinrakennuksissa rasitukset ovat usein niin pieniä, että seinät voidaan toteuttaa raudoittamattomina. Toimisto- ja liikerakennuksissa jäykistävät betoniseinät joudutaan usein raudoittamaan.

Laattarakenteet



Kuva Elementtilaattatyypit /12/

Ontelolaatat



Kuva Ontelolaattojen perustyypit /12/

Ontelolaatta on yleisin elementtilaattatyyppejä, jota käytetään betonirunkoisissa rakennuksissa. Niitä käytetään asuin-, liike- ja teollisuusrakennusten ala-, väli- ja yläpohjissa.

Ontelolaattojen tuotestandardi on SFS-EN 1168.

Ontelolaatat ovat esijännitettyjä laattaelementtejä, joita on kevennetty laatan pituussuunnassa kulkevilla onteloilla. Ontelolaattojen valmistukseen käytetään C40-C70 lujuuden omaavaa betonia. Laatat valetaan liukuvaluna pitkien teräksisten valupetien päälle. Valussa käytettävä massa on niin jäykkää, että valukoneen muotoilema ja tiivistämä laatta säilyttää alustalla muotonsa ilman erillisiä muottilaitoja.

Onteloiden korkeus, määrä ja muoto vaihtelevat ontelolaatan korkeuden mukaan.

Ontelolaattojen valmistuspaksuudet ovat 150, 200, 265, 320, 370, 400 ja 500mm (.

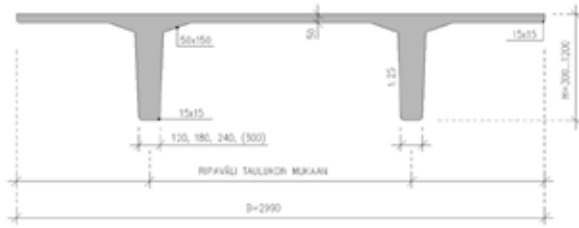
Ontelolaattojen vakioleveys on 1200mm. Ontelolaattoja käyttämällä on mahdollista päästä aina 20 metrin jänneväleihin asti.

TT- laatat

TT-laatat ovat esijännitettyjä teräsbetonelementtejä, joilla päästään pitkiin jänneväleihin.

Laatat valmistetaan 50-100m pitkien jännitysalustojen päällä. Tavallisesti laattojen valmistukseen käytetään C40 lujuuden omaavaa betonia. Palonkesto-aika vaihtelee käytettävän laattatyypin mukaan R30-R180.

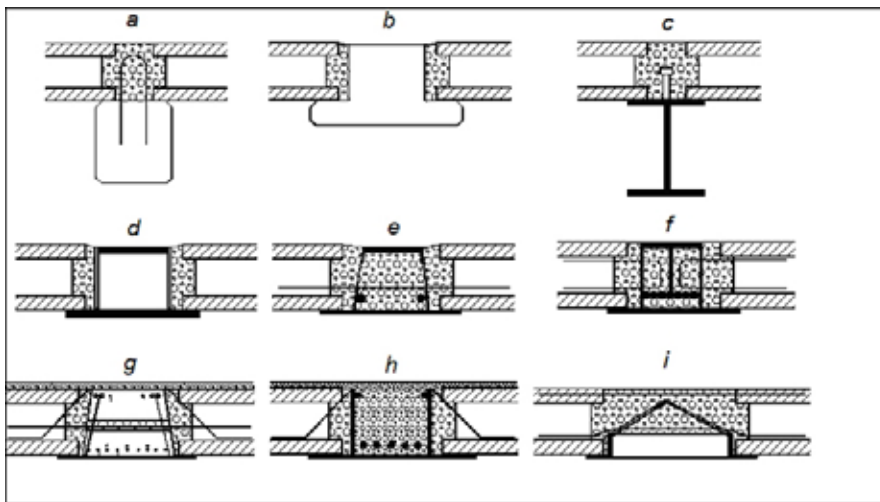
TT-laattojen vakioleveys on 2990mm (nimellisleveys 3000mm) ja korkeus 300-1200mm. Korkeus kasvaa 100mm:n välein. Laatastalon korkeus ja ripaleveys valitaan palonkestoajan sekä kuormitusten perusteella. Rivan vakioleveydet ovat 120, 180 tai 240mm. Ripojen väli muuttuu korkeuden ja ripaleveyden mukaan. Taulukossa 7.5 on esitetty TT-laattojen painot ja ripajako. Ripaväli ja mitoitus saattaa poiketa hiukan valmistajasta riippuen.



Kuva TT-laattojen vakiopoikkileikkausten mittasuositus

Liittorakenteet

Liittorakenteella tarkoitetaan tässä yhteydessä rakennetta, jossa esivalmisteinen osa, kuten betonielementti toimii yhdessä paikallavalun tai toisen betoni- tai teräselementin kanssa.



Kuva Liittoväli pohjia

Portaat

Porrashuoneiden tilojen mitoitusta säädellään Suomen Rakentamismääräyskokoelman osissa E1 ja F2. Osa E1 käsittelee rakennusten paloturvallisuutta ja siellä määritellään kulkutien minimileveys ja korkeus, portaan maksiminousu ja minimietenmä, savunpoisto ja pääsy kellarikerroksiin. Osa F2 käsittelee rakennusten käyttöturvallisuutta ja siellä määritellään huoneiston oven etäisyys porrasaskelmista ja kaiteen mitoitus.

Asuinrakennuksissa yleisin porrastyyppe on 2-kaistainen porrashuone hissillä tai matalissa rakennuksissa 2-kaistainen portas ilman hissiä. Kaksikaistaisen portaan minimileveys on 1200mm.

Hormit ja kylpyhuoneet



Kuva

Suomessa valmistetaan erilaisia erikoiselementtejä, joiden avulla rakennuksista saadaan yhä enenevässä määrin täysin elementoituja. Tällä tavoin työmaalla tapahtuvaa rakentamisaikaa voidaan lyhentää entisestään ja sääolosuhteilla on vielä vähemmän vaikutuksia talvirakentamisessa.

Julkisivut



Kuva /12/

Lämpimien tilojen ulkoseinät ovat kerrosrakenteita, joissa erottuvat toisistaan sisäkuori, lämmöneriste ja ulkokuori. Lämmöneriste voidaan valmistuksessa kiinnittää joko sisäkuoreen tai asentaa erillisenä. Yleiset suunnittelusäännöt on esitetty laissa, asetuksissa, viranomaismääräyksissä ja ohjeissa sekä EN-suunnittelu- ja tuotestandardeissa ja niihin liittyvissä kansallisissa liitteissä. Lisäksi on olemassa täydentäviä yhdistystason ohjeita.

Betoni

Betonin lujuus ja muut ominaisuudet sisä- ja ulkokuoressa määräytyvät rakenteelliseen kestävyyteen, tavoitekäyttöikään ja säilyvyyteen liittyvien vaatimusten perusteella. Kantavaan runkoon kuuluvien sisäkuorien suositeltu tavoitekäyttöikä on 100 v ja ei-kantavan sekä betonisten julkisivujen 50 – 100 v. Ympäristöolosuhteisiin liittyvät rasitusluokat on esitetty standardissa EN 206-1, sen kansallisessa liitteessä ja ohjeissa By 50 sekä By 51.

Lämmöneristys

RakMK C3, määräykset 2010, antaa rakennuksen vaipan osille lämpöhäviöiden vertailuarvot. Vaipan lämpöhäviö ei saa ylittää vertailuarvoilla (lämmönläpäisykerroin U) laskettua vaipan lämpöhäviötä.

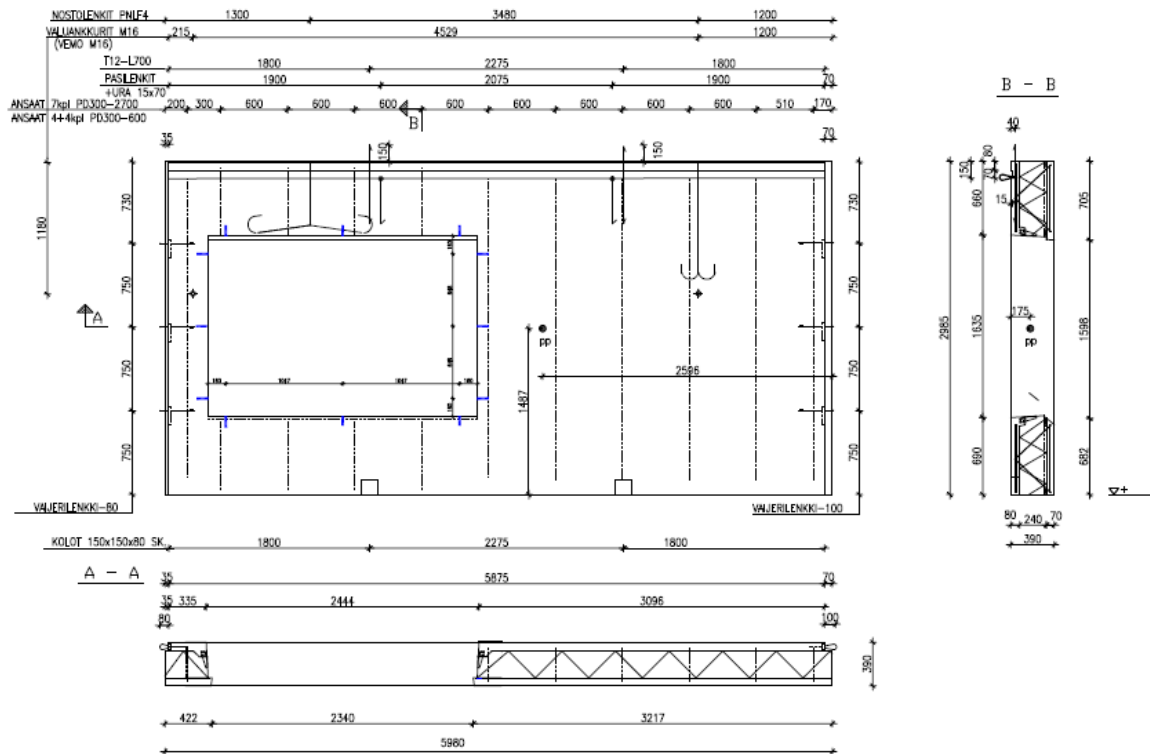
Lämpimän tilan vaipan osien vertailuarvot:

Seinä	0.17 W/m ² K
Yläpohja	0.09 W/m ² K
Tuuletettu alapohja	>0.17 W/m ² K
Maata vasten oleva rakennusosa	0.16 W/m ² K
Ikkuna, kattoikkuna, ovi	1.0 W/m ² K

Lisäksi on annettu vaipan osille lämmönläpäisykerroimen enimmäisarvo 0.6 W/m²K. Näin rakennuksen sallittuun lämpöhäviöiden tasoon voidaan päästä monelle eri tavalla. Yksinkertaisuuden vuoksi rakenneratkaisut pyritään vakioimaan. Lämmöneristeitä valittaessa on tarkistettava eristeille asetetut palotekniset vaatimukset. RakMK E1 määräys: P1-luokan rakennuksissa tulee ulkoseinässä pääosin käyttää B-s1, d0-luokan rakennustarvikkeita.

Betonikeskus ry					13.5.2009	
Sandwich, sisäkuori ≥ 80 mm, ulkokuori ≥ 70 mm						
Eriste	Huom.	λ_{design}	oletusansastus	suosituseristepaksuus	U- arvo 3)	
		[W/mK]		[mm]		
mineraalivilla	karmileveys 210 mm	0,036	diag.ansas k600	240 1) 2)	0,16	
mineraalivilla		0,036	diag.ansas k1200	240 1)	0,15	
mineraalivilla	lasivilla	0,037	diag.ansas k600	240 1)	0,17	
EPS	urittamaton	0,036	pistokas 4 kpl /m ²	240	0,15	
EPS	urittamaton	0,031	diag.ansas k600	180	0,17	
EPS		0,031	pistokas 4 kpl /m ²	180	0,17	
PUR/PIR	karmileveys 170mm	0,026	pistokas 4 kpl /m ²	150	0,17	
PUR/PIR		0,024	diag.ansas k600	150	0,17	
PUR/PIR		0,024	pistokas 4 kpl /m ²	150	0,16	
Eriytetty betonijulkisivu, Sisäkuori ≥ 120 mm						
Eriste	Rakenneratkaisu	λ_{design}	kiinnikkeet		tuulettettu	lievästi
		[W/mK]			rakenne	tuulettettu
mineraalivilla	kova eriste	0,036	kiinnike 4kpl/m ²	220 1)	0,17	0,16
vuorivilla	eriste+tuulensuojavilla 30 mm, karmileveys 210	0,036; 0,034(ts)	kiinnike 4kpl/m ²	220	0,16	0,16
lasivilla	eriste+tuulensuojavilla 30mm	0,035; 0,031(ts)	kiinnike 4kpl/m ²	220	0,16	0,16
EPS	eriste+ lasikuitukangas	0,036	kiinnike 4kpl/m ²	220	0,17	0,16
EPS	eriste+ lasikuitukangas, karmileveys 210 mm	0,031	kiinnike 4kpl/m ²	180	0,17	0,17
PUR/PIR	eriste+Alu-pinta, karmileveys 170 mm	0,024	kiinnike 4kpl/m ²	150	0,16	0,16
Eristerapattu betonijulkisivu, Sisäkuori ≥ 120 mm						
Eriste	rappausratkaisu	λ_{design}	kiinnikkeet			
		[W/mK]				
lamellivuorivilla	obuteristerappaus,					
lasivilla	karmileveys 210 mm	0,041	ei	240	0,16	
lasivilla	Parmarappaus	0,037	kiinnike 6kpl Φ 3mm/m ²	220	0,17	
mineraalivilla	kolmikertosrappaus	0,036	kiinnike 4kpl/m ²	220	0,17	
EPS	obuteristerappaus	0,036	ei	220	0,16	
EPS	obuteristerappaus	0,031	ei	180	0,17	
PUR/PIR	obuteristerappaus, karmileveys 170 mm	0,024	ei	150	0,15	
Sandwich, puolilämpimät rakennukset, U-arvo vähintään 0,26						
Eriste	Huom.	λ_{design}	ansastus	valittu eriste	U- arvo	
miner.villa/ EPS	karmileveys 170 mm	0,036	diag.ansas k600	160	0,24	
1) eristepaksuuden tehdasmitta, U-arvossa huomioitu 5 mm:n painuma						
2) Esim. 160 mm Paroc COS 10 ggt + 80 mm Paroc COS 10 tai OL-E-240/USL						
3) VTT tarkistanut U-arvet						

Kuva 164 Suositeltavat eristepaksuudet



Kuva Ruutuelementin rakennepiirustus

Säilyvyys

Betonijulkisivujen säilyvyydellä ymmärretään sekä teknistä, että ulkonäön säilyvyyttä. Säilyvyyteen vaikuttavia tekijöitä ovat halkeilu, pakkasenkesto, teräskorroosio, pintojen epätasainen likaantuminen, pinnoitteiden irtoaminen ja saumausten irtoaminen. Suunniteltu käyttöikä määritellään ajanjaksoksi, jonka ajan betonirakenteen ominaisuudet valitulla todennäköisyydellä säilyvät rakenteelta vaadittavalla tasolla edellyttäen, että sitä pidetään asianmukaisessa kunnossa. Käyttöikäsuunnittelun peruseriaatteena on, että suunnittelija valitsee rasitusluokat, joihin rakenne joutuu sekä ajanjakson, jonka rakenteen tulee kestää kyseisissä olosuhteissa. Tarpeettoman ankaria rasitusluokkia tulee välttää, sillä ylimeritoitus johtaa kalliisiin rakenteisiin, joiden valmistus voi olla hyvin hankalaa. Rasitusluokat ja niitä koskevat suunnitteluohjeet on esitetty julkaisuissa EN-206-1, by 50 ja by 51.

Taulukkomitoitus

	Rasitusluokat																	
	Ei korroosion tai raskuuden vaara	Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio				Kloridien aiheuttama korroosio						Jaädytys-sulatus-rasitus				Aggressiiviset kemialliset ympäristöt		
						Merivesi			Kloridit muusta kuin merivedestä									
X0	XC 1	XC 2	XC3	XC 4	XS1	XS 2	XS 3	XD 1	XD 2	XD 3	XF 1	XF 2	XF 3	XF 4	XA 1	XA 2	XA 3	
Suurin v/s-suhde		0,90	0,90	0,60	0,60	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,60	0,55	0,50	0,45	0,50	0,45	0,40
Vähimmäis-lujuusluokka	C12/15	C20/25	C20/25	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45					C30/37	C35/45	C40/50
Vähimmäissement-ti määrä (kg/m ³)	---	160	160	250	250	300	320	320	300	300	320	270	300	300	340	300	320	330
Muu vaatimus												2)	2)	2)	2)			
Minimi-ilmamäärä-vaatimus (#16) ¹⁾												4,0 %	4,0 %	4,0 %	5,0 %			

1) Rasitusluokissa XF1-XF4 ilmamäärävaatimus koskee betonia, jonka kiväineksen ylänimellisraja on 16 mm. Kiväineksen ylänimellisrajan ollessa 12 mm vaatimusta korotetaan 0,5 %-yksikköä ja 8 mm 1,0 %-yksikköä.
2) Lisäksi kestävyysvaatimukset taulukon F.4-F1 mukaan

Suunniteltu käyttöikä 50 vuotta / EN 206-1 kansallinen liite.

	Rasitusluokat																	
	Ei korroosion tai raskuuden vaara	Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio				Kloridien aiheuttama korroosio						Jaädytys-sulatus-rasitus				Aggressiiviset kemialliset ympäristöt		
						Merivesi			Kloridit muusta kuin merivedestä									
X0	XC 1	XC 2	XC3	XC 4	XS1	XS 2	XS 3	XD 1	XD 2	XD 3	XF 1	XF 2	XF 3	XF 4	XA 1	XA 2	XA 3	
Suurin v/s-suhde	---	0,90	0,90	0,60	0,60	0,45	0,40	0,40	0,50	0,50	0,40	0,55	0,40	0,50	0,35	0,50	0,45	0,40
Vähimmäis-lujuusluokka	C12/15	C20/25	C20/25	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45					C30/37	C35/45	C40/50
Vähimmäissement-ti määrä (kg/m ³)	---	160	160	250	250	300	320	340	300	300	320	270	380	300	430	300	320	330
Muut vaatimukset												2)	2)	2)	2)			
Minimi-ilmamäärä-vaatimus (#16) ¹⁾												5,0 %	4,5 %	5,0 %	4,0 %			

1) Rasitusluokissa XF1-XF4 ilmamäärävaatimus koskee betonia, jonka kiväineksen ylänimellisraja on 16 mm. Kiväineksen ylänimellisrajan ollessa 12 mm vaatimusta korotetaan 0,5 %-yksikköä ja 8 mm 1,0 %-yksikköä.
2) Lisäksi kestävyysvaatimukset taulukon F.4-F1 mukaan

Suunniteltu käyttöikä 100 vuotta / EN 206-1 kansallinen liite.

Yksinkertaisella taulukkomitoituksella voidaan mitoittaa rakenteet kaikissa rasitusluokissa. Taulukot 50 ja 100 vuoden suunnittelukäyttöäälle on esitetty julkaisuissa EN-1992-1-1 kansallisessa liitteessä sekä standardin EN 206-1 kansallisessa liitteessä.

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm)								
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä ¹⁾	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5
RakMK B4 1-rakenneluokka	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

¹⁾ Jos rakenteen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta, on myös muut säilyvyysvaatimukset tarkistettava RakMK B4 (SFS-EN 206-1 kansallinen liite) mukaisesti.

Betonipeitteen vähimmäisarvot eri rasitusluokissa / EN 1992-1-1 kansallinen liite.

Nimellisarvo =	Vähimmäisarvo +	Mittapoikkeama
<ul style="list-style-type: none"> Raudoitusten teoreettinen sijainti Käytetään lujuuslaskelmissa 	<ul style="list-style-type: none"> Aina täyttyvä, esim. valmiissa rakenteessa Käytetään säilyvyyslaskelmissa Käytetään halkeilutarkasteluissa 	<ul style="list-style-type: none"> Normaalisti 10 mm Voi olla < 10 mm (≥ 5 mm), osoitettava

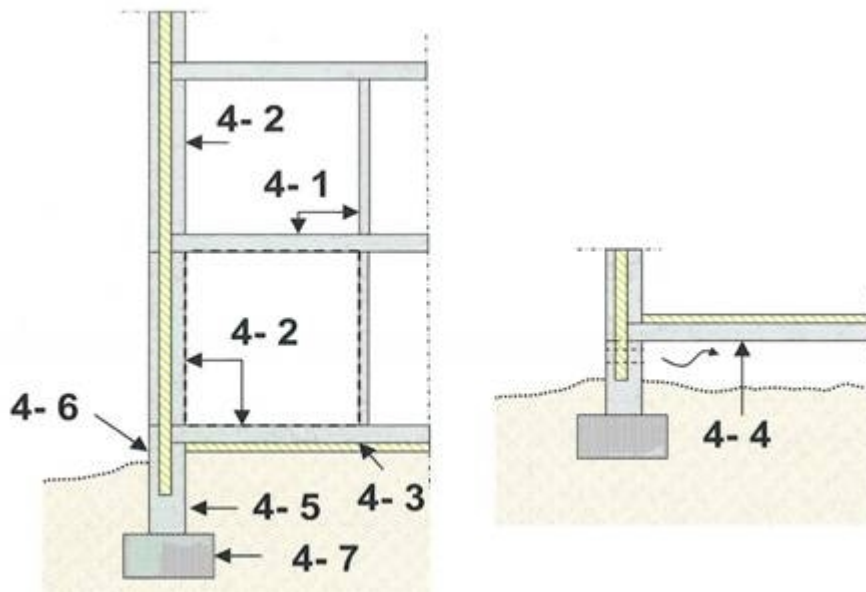
Betonipeitteen nimellisarvo, vähimmäisarvo ja mittapoikkeama / by 51.

Pienennetyt mittapoikkeamat ks. myös EN 1992-1-1 liite A ja EN 1992-1-1 kansallinen liite.

Halkeamaleveyksien raja-arvot rasitusluokittain on esitetty EN-1992-1-1 kansallisessa liitteessä ja EN 206-1 kansallisessa liitteessä.

Rasitusluokka	Terasbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0.4 ¹	0.2
XC2, XC3, XC4 XD1, XS1	0.3	0.2 ²
XD2, XD3, XS2, XS3	0.2	Vetojännityksetön tila
<p>Huom. 1. Rasitusluokkien XC0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu kelvollisen ulkonäön takaamiseksi. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.</p> <p>Huom. 2. Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännityksiä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.</p>		

Halkeamaleveyden raja-arvon w_{max} arvot (mm), kun suunniteltu käyttöikä on 50 vuotta. / EN 1992-1-1 kansallinen liite.



Kuva 168

Rakenneosien tunnuksat rivi- ja kerrostalojen rungossa / by 51

Taulukkomitoitus on yksinkertainen menetelmä, mutta se ei mahdollista optimointia. Menetelmä johtaa tarpeettomaan käyttöiän ylimitoitukseen, mikäli rakenteen betonin puristuslujuus ei ole lähellä taulukon 2. minimitasoa. Mikäli betonin puristuslujuus ylittää taulukon 2. vaatimustason, on suositeltavaa käyttää laskennallista mitoitusta.

Rakenne-osa	Rasitusluokka-yhdistelmä	Selite
4-1	X0	Välipohjat ja seinät (kuivat sisätilat)
4-2	XC1	Ulkoseinä, sisäkuori (kuivat sisätilat). Kosteat sisätilat, esim. kosteuseristämättömät pesutila yms. rakenteet
4-3	XC1	Alapohja, eristeen päällä
4-4	XC3	Alapohja, tuulettuva rakenne
4-5	XC2	Sokkeli, sisäkuori, maan alla
4-6a	XC3,4; XF1	Sokkelin ulkokuori
4-6b	XC3,4; XD1; XF2	Sokkelin ulkokuori, suolarasitus ¹⁾
4-7	XC2	Antura

¹⁾ Sokkelin ulkokuoreen voidaan katsoa kohdistuvan suolarasituksia, kun se sijaitsee suolattavan tien välittömässä läheisyydessä (etäisyys tiehen < 2 m).

Rakenneosat ja rasitusluokkayhdistelmät.

Rakenneosa (taulukkomitoituksen vähimmäisvaatimukset, ks. liite 3) Rasitusluokkayhdistelmä	Suunnittelukäyttöikä	Raudoitustyyppi	Paikallavalurakenne			Elementtirakenne		
			Lujuusluokka Rakenneluokka ³⁾	Betonipeitteen nimellisarvo [mm] (Sallittu mittapoikkeama on 10 mm)	Vesi-sementtisuuhde	Lujuusluokka Rakenneluokka	Betonipeitteen nimellisarvo [mm] (Sallittu mittapoikkeama on 10 mm)	Vesi-sementtisuuhde
4-1 (1) XC1	50 - 100 v ¹⁾	br jr	K30-2 -	20 -	-	K35-1 -	20 -	-
4-2, 4-3 (2) X0	50 - 100 v ¹⁾	br jr	K30-2 -	20 -	-	K35-1 K60-1	20 30	-
4-4 (4) XC3	50 v	br jr	K30-2 -	35 -	-	K35-1 K60-1	35 30	-
	100 v	br jr	K40-2 -	40 -	-	K40-1 K60-1	40 30	-
4-6a (7) XC3,4; XF1	50 v	br jr rst	K35-2 - K35-2	35 - 20 ²⁾	-	K40-1 K60-1 K35-1	30 30 20 ¹⁾	-
	100 v	br jr rst	K45-2 ³⁾ - K35-2	40 - 20 ²⁾	-	K40-1 K60-1 K40-1	40 30 20 ¹⁾	-
4-6b (18) XC3,4; XD1; XF2	50 v	br	K40-2	45	0,55	K40-1	40	0,55
	100 v	br	K45-2 ³⁾	50	0,50	K40-1	45	0,50
4-5, 4-7 (3) XC2	50 v	br jr	K30-2 -	30 ⁴⁾ -	-	K40-1 K60-1	30 30	-
	100 v	br jr	K35-2 -	35 ⁴⁾ -	-	K40-1 K60-1	35 30	-

¹⁾ Rasitusluokissa X0 ja XC1 vaatimukset ovat identtiset 50 ja 100 vuoden käyttöiälle.

²⁾ XC-rasitusluokissa ruostumattomia (B600KX) raudotteita käytettäessä betonipeitteen nimellisarvon on oltava vähintään raudoitteen halkaisija.

³⁾ Rakenteen kantavuutta mitoitettaessa ei saa käyttää korkeampaa lujuutta kuin K40, ellei rakennetta toteuteta 1-rakenneluokassa.

⁴⁾ Maata vasten valettaessa betonipeitteen nimellisarvon on kuitenkin oltava vähintään 50 mm ja sallitun mittapoikkeaman vähintään 30 mm.

Rivi- ja kerrostalon runkorakenteet. Lujuus- ja rakenneluokat on esitetty RakMk B4 mukaan.

2.1 Suunnitteluperusteet, vaatimukset

Eurokoodin luvussa 2 käsitellään mm luotettavuusluokkia ja rajatilamitoituksen perusteita.

Perusvaatimukset

Standardin EN 1990 luvun 2 perusvaatimusten katsotaan täyttyvän betonirakenteiden osalta, kun seuraavaa kokonaisuutta noudatetaan:

- käytetään rajatilamitoitusta ja osavarmuuslukumenetelmää standardin EN 1990 mukaisesti
- kuormat valitaan standardin EN 1991 mukaisesti
- kuormat yhdistetään standardin EN 1990 mukaisesti
- kestävyys, säilyvyys ja käyttökelpoisuus määritetään tämän standardin mukaisesti.

Luotettavuuden hallinta

Kun mitoituksessa käytetään Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 2.4 ja standardin EN 1990 liitteiden mukaisia osavarmuuslukuja, tämän katsotaan johtavan luotettavuusluokan RC2 rakenteeseen.

Mikäli vaatimuksena on luotettavuusluokka RC3 se tulee huomioida mm betonirakenteen betonipeitteen paksuudessa, kuormituksen lisäkertoimessa sekä suunnittelun ja totetuksen AA-luokituksessa.

Suunniteltu käyttöikä

Suunniteltua käyttöikää, säilyvyyttä ja laadunhallintaa koskevat säännöt ovat standardin EN 1990 luvussa 2.

Taulukko 2.1 Viitteellinen suunniteltu käyttöikä

Suunnitellun käyttöiän luokka	Viitteellinen suunniteltu käyttöikä (vuosia)	Esimerkkejä
1	10	Tilapäisrakenteet ⁽¹⁾
2	10...25	Vaihdettavissa olevat rakenteen osat, esim. nosturiratapalkit, laakerit
3	15...30	Maatalous- ja vastaavat rakennukset
4	50	Talonrakennukset ja muut tavanomaiset rakenteet
5	100	Monumentaaliset rakennukset, sillat ja muut maa- ja vesirakennuskohteet
⁽¹⁾ Sellaisia rakenteita tai niiden osia, jotka voidaan purkaa uudelleen käytettäväksi, ei pidetä tilapäisinä.		

2.2 Rajatilamitoituksen perusteet

Standardissa EN 1990 esitetään rakenteiden varmuutta, käyttökelpoisuutta ja säilyvyyttä koskevat periaatteet ja vaatimukset sekä suunnittelun ja vaatimustenmukaisuuden osoittamisen perusteet ja annetaan rakenteiden luotettavuuteen liittyviä ohjeita.

Standardeissa EN 1991-1 esitetään rakennesuunnittelua varten mitoitusohjeita ja –kuormia. Esimerkiksi osasta SFS-EN 1991-1-1 löytyy taulukko 6.2, missä määritetään rakennusten hyötykuormia. Vastaavasti osa SFS-EN 1991-1-3 käsittelee lumikuormia ja osa SFS-EN 1991-1-4 tuulikuormia.

Taulukko 6.2 (FI) Rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormat

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Luokka A		
– Välipohjat	2,0	2,0
– Portaajat	2,0	2,0
– Parvekkeet	2,5	2,0
Luokka B	2,5	2,0
Luokka C		
– C1	2,5	3,0
– C2	3,0	3,0
– C3	4,0	4,0
– C4	5,0	4,0
– C5	6,0	4,0
Luokka D		
– D1	4,0	4,0
– D2	5,0	7,0

/16/

Rajatilamitoitus

Seuraavat murtorajatilat tulee tarkistaa, jos ne ovat merkityksellisiä:

- jäykkänä kappaleena tarkasteltavan rakenteen tai sen jonkin osan tasapainon menetys
- vaurioituminen siirtymätilan kasvaessa liialliseksi, rakenteen tai sen jonkin osan muuttuminen mekanismiksi, katkeaminen, rakenteen tai sen jonkin osan stabiiliuden menetys, tuet ja perustukset mukaan luettuina
- väsymisen tai muun ajasta riippuvan vaikutuksen aiheuttama vaurioituminen

Käyttörajatiloina tarkasteltaessa käytetään seuraaviin seikkoihin perustuvia kriteerejä:

- siirtymät
- värähtelyt
- vauriot, jotka todennäköisesti vaikuttavat kielteisesti ulkonäköön säilyvyyteen tai rakenteen toimivuuteen.

Kuormien mitoitusarvot normaalisti vallitsevissa ja tilapäisissä mitoitusolosuhteissa

Kuormien mitoitusarvot määräytyvät seuraavien taulukkojen A1.1, A1.2(A),(B) ja (C) mitoituskaavojen mukaan.

Taulukko A1.1 (FI) Kertoimien ψ arvot rakennuksille

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
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 ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) ^{*)} kun $s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ^{**)}	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. ^{**)} Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.			

Taulukko A1.2(A) (FI) Kuormien mitoitusarvot (EQU) (Sarja A)

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusolot	Pysyvät kuormat		Määräävä muuttuva kuorma (*)	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht. 6.10)	$1,1 K_{FI} G_{kj, sup}$	$0,9 G_{kj, inf}$	$1,5 K_{FI} Q_{k,1}$	$1,5 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*)Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia. K_{FI} riippuu liitteen B taulukon B2 mukaisesta luotettavuusluokasta seuraavasti: luotettavuusluokassa RC3 $K_{FI} = 1,1$ luotettavuusluokassa RC2 $K_{FI} = 1,0$ luotettavuusluokassa RC1 $K_{FI} = 0,9$. Luotettavuusluokkia selventävät seuraamusluokat CC3 ... CC1 esitetään liitteessä B.				

Taulukko A1.2(B) (FI) Kuormien mitoitusarvot (STR/GEO) (Sarja B)

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusolot	Pysyvät kuormat		Määrävä muuttuva kuorma (*)	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht. 6.10a)	$1,35 K_{FI} G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$		
(Yht. 6.10b)	$1,15 K_{FI} G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$	$1,5 K_{FI} Q_{k,1}$	$1,5 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*)Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.

Huom. 1: Mitoituskavvana asia voidaan ilmaista siten, että kuormien yhdistelmänä käytetään epäedullisempaa kahdesta seuraavasta lausekkeesta, jolloin on huomattava, että jälkimmäinen lauseke sisältää vain pysyviä kuormia:

$$\begin{cases} 1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ 1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} \end{cases}$$

K_{FI} riippuu standardin SFS-EN 1990 liitteen B taulukon B2 mukaisesta luotettavuusluokasta seuraavasti:

luotettavuusluokassa RC3 $K_{FI} = 1,1$
 luotettavuusluokassa RC2 $K_{FI} = 1,0$
 luotettavuusluokassa RC1 $K_{FI} = 0,9$.

Luotettavuusluokkia selventävät seuraamusluokat CC3 ... CC1 esitetään liitteessä B.

/16/

Kuormien osavarmuusluvut, joita ei esitetty EN 1990:ssa käytetään

- kutistumisesta johtuvan kuorman osavarmuusluvun suositusarvo $\gamma_{SH} = 1,0$
- jännevoiman osavarmuusluku edullisen vaikutuksen tapauksessa $\gamma_{P,fav} = 0,9$ (FI)
 epäedullisen vaikutuksen tapauksessa (ulkopuoliset jänteet) $\gamma_{P,unfav} = 1,30$ (FI)
 epäedullisessa paikallisten vaikutusten tapauksessa $\gamma_{P,unfav} = 1,2$

Taulukko A1.2(C) (FI) Kuormien mitoitusarvot (STR/GEO) (Sarja C)

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusilanteet	Pysyvät kuormat		Määräävä muuttuva kuorma (*)	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht. 6.10)	$1,0 K_{FI} G_{kj,sup}$	$1,0 G_{kj,inf}$	$1,3 K_{FI} Q_{k,1}$	$1,3 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*)Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.

K_{FI} riippuu liitteen B taulukon B2 mukaisesta luotettavuusluokasta seuraavasti:

luotettavuusluokassa RC3 $K_{FI} = 1,1$
 luotettavuusluokassa RC2 $K_{FI} = 1,0$
 luotettavuusluokassa RC1 $K_{FI} = 0,9$.

Luotettavuusluokkia selventävät seuraamusluokat CC3 ... CC1 esitetään liitteessä B.

/16/

Suomessa käytetään rakenteiden mitoituksessa menettelytapaa 2. Luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa käytetään menettelytapaa 3.

— Menettelytapa 2: Käytetään taulukon A1.2(B) mukaisia geoteknisten kuormien ja muiden rakenteeseen tai rakenteesta vaikuttavien kuormien mitoitusarvoja.

— Menettelytapa 3: Käytetään taulukon A1.2(C) mukaisia geoteknisten kuormien mitoitusarvoja ja samanaikaisesti kerrotaan muut rakenteeseen tai rakenteesta vaikuttavat kuormat taulukon A1.2(B) mukaisilla osavarmuusluvulla

Pohjarakenteiden geoteknisen mitoituksen osalta katso myös standardia SFS-EN 1997-1 kansallisine liitteineen.

Murtorajatila

$$1,15 K_{PI} G_{kj, sup} + 0,9 G_{kj, inf} + \gamma_P K_{PI} P_k + 1,5 K_{PI} Q_{k,1} + K_{PI} \sum_{i \geq 1} 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$1,35 K_{PI} G_{kj, sup} + 0,9 G_{kj, inf} + \gamma_P P_k$$

Käyttörajatila

- Ominaiskuormien yhdistelmä (=> palautumattomille rajatiloille)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

jännitysrajatila

- Tavallinen yhdistelmä (=> palautuville rajatiloille)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

tartunta- ja ankkurijännerakenteiden halkeilu-/halkeamaleveys- ja jännitysrajatila

- Pitkäaikaisyhdistelmä (=> pitkäaikaisille vaikutuksille ja rakenteen ulkonäköseikoille)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

teräsbetonirakenteiden halkeamaleveysrajatila taipuma

8

Kuva Mitoituskuormat /13/

2.3 Perusmuuttujat

Kuormien lisäksi suunnittelussa otetaan huomioon ympäristön vaikutukset kuten lämpötila, painumaerot ja esijännitykset.

2.4 Varmuuden osoittaminen osavarmuuslukumenetelmällä

Materiaaliosavarmuusluvut

Murtorajatilojen yhteydessä käytetään materiaaliosavarmuuslukuja γ_C ja γ_S .

Taulukko 2.1 N (FI) Materiaalien osavarmuusluvut murtorajatiloissa

Mitoitustilanne	Betonin γ_C	Betoniteräksen γ_S	Jänneteräksen γ_S
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0	1,0

/16/

Arvot ovat EC2:n suosituksen mukaisia. Vastaavat toleranssiluokka 1 ja tarkastusluokkaa 2 (ENV 13670-1) ja RakMK B4:n rakenneluokkaa 2. Osavarmuusluvuille voidaan käyttää pienennettyjä arvoja, jos erityistoimenpiteillä pienennetään laskennalliseen kantokykyyn liittyvää epävarmuutta. Perustusten betonille suositellaan lisäkerrointa $k_f = 1,1 \Rightarrow \gamma_{C,k_f} = 1,65$

Taulukossa 2.1N annetut materiaalien osavarmuusluvut, jotka vastaavat esistandardin ENV 13670-1 toleranssiluokkaa 1 ja tarkastusluokkaa 2, vastaavat Suomessa RakMK B4 rakenneluokkaa 2.

Materiaaliosavarmuuskertoimia voidaan pienentää laadunvalvonnan tehokkuudella ja mittapoikkeamien pienentämisellä, mitattujen mittatietojen käytöllä suunnittelussa tai valmiista rakenteesta suoritettavalla betonin lujuuden arvioinnilla.

Ensimmäisen vaihtoehdon katsotaan täyttyvän RakMK B4 rakenneluokassa 1 siihen kuuluvilla sallituilla mittapoikkeamilla tai CE-merkityillä betonivalmisosilla, joilla on varmennettu laadunvalvonta ja taulukon A. 1 tiukennetut mittapoikkeamat ja jos betonin lujuuden keskihajonnan osoitetaan olevan enintään 10 %, Osavarmuusluvut voidaan tällöin pienentää arvoon $\gamma_{s,red1} = 1,1$ ja $\gamma_{c,red1} = 1,35$.

PIENENNETYT OSAVARMUUSLUVUT

Osavarmuuslukuja tiukempien mittapoikkeamaehtojen ja betonin pienen lujuusvaihtelun perusteella (A.2.1)

Tätä sovelletaan Suomessa paikallavalubetonille ja elementeille

Tiukennetut ehdot täyttyvät RakMK B4 rakenneluokassa 1 ja CE-merkityillä valmisosilla, joilla on varmennettu laadunvalvonta ja taulukon mukaiset mittapoikkeamat

h tai b (mm)	Tiukennettu mittapoikkeama (mm)	
	Poikkileikkaus mitta $\pm\Delta h, \Delta b$	Raudoituksen sijainti $+\Delta c$
≤ 150	5	5
400	10	10
≥ 2500	30	20

Betonin lujuuden variaatio $\leq 10\%$

raudoitukselle
 $\gamma_{s,red1} = 1,10$

betonille
 $\gamma_{c,red1} = 1,35$ (FI)

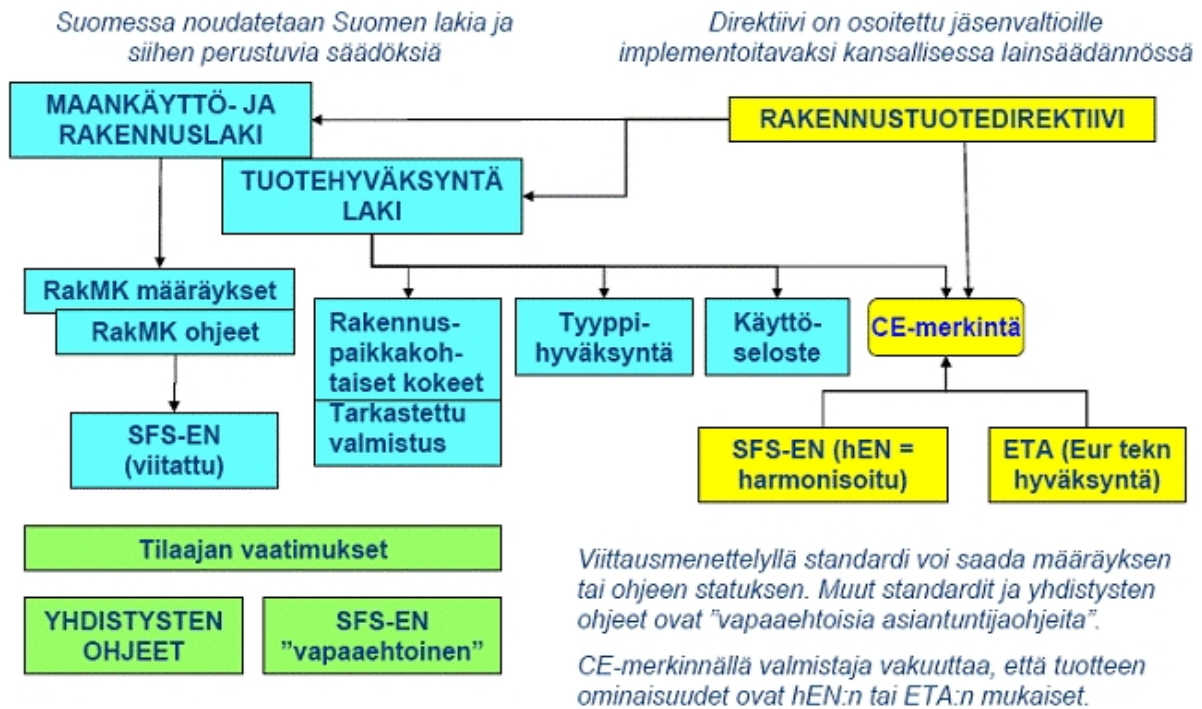
Varmuus- lukutaso	Betoni	Betoniteräs	Ehto
Normaali	$\gamma_c = 1,5$	1,15	Toleranssiluokka 1, tarkastusluokka 2 (RakMK B4 rakenneluokka 2)
Pienennetty (A.2.1)	$\gamma_{c,red1} = 1,35$	$\gamma_{c,red1} = 1,10$	Tiukennetut mittapoikkeamat Betonin variaatiokerroin $\leq 10\%$
Pienennetty (A.2.2)	$\gamma_{c,red2} = 1,45$ $\gamma_{c,red3} = 1,35$	$\gamma_{c,red2} = 1,05$	Mitoituksessa käytetään pienennettyjä tai mitattuja mittoja Betonin variaatiokerroin $\leq 10\%$
Pienennetty (A.2.3)	$\eta = 0,85$ $\gamma_{c,red4} = 1,20$		Betonin lujuus testattu rakenteesta

Kuva Pienennetyt osavarmuusluvut /13/

Suunnitteluprosessi

/12/

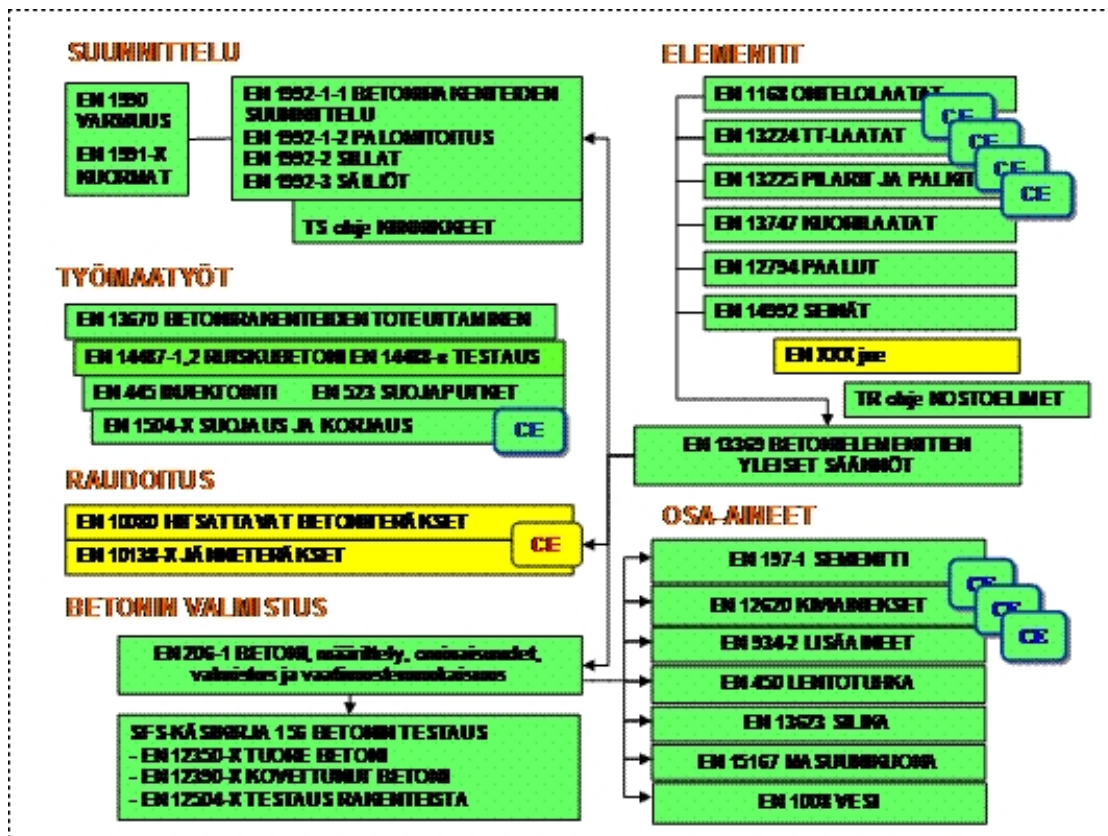
Normit ja standardit



Kuva Määräykset, standardit ja tuotehyväksyntä

Betonin valmisosarakentamista koskeva viranomaissäännöstö muodostuu laeista, asetuksista ja niiden nojalla annetuista viranomaismääräyksistä ja ohjeista. Yksityiskohtainen teknillinen säännöstö sisältyy nykyisin pääosin standardeihin, mikä on seurausta eurooppalaisesta kehityksestä. Niitä täydentävinä käytännön työkaluina julkaistaan yhdistystason ohjeita. Suomen rakentamismääräyskokoelma (RakMK) sisältää määräyksiä, jotka ovat velvoittavia ja ohjeita, jotka sisältävät hyväksytyjä ratkaisuja. RakMK:n B-osa kattaa rakenteiden lujuuden. Muissa osissa on mm. paloturvallisuus, äänen-, lämmön- ja kosteudeneristys sekä käyttö- ja huoltoturvallisuus. RakMK:n osat annetaan ympäristöministeriön asetuksilla maankäyttö- ja rakennuslain nojalla. Ne koskevat luvanvaraista rakentamista, siis pääosin talonrakentamista. Liikennevirastolle kuuluu väylärakentamisen määräykset. Soveltuvien osien noudatetaan talonrakentamisen ohjeita täydennettynä mm. sillanrakentamista koskevilla määräyksillä.

Tuotehyväksyntälakiin on otettu EU:n Rakennustuotedirektiivin periaatteet. Ensisijainen hyväksyntämenettely on CE-merkintä. Se perustuu joko eurooppalaiseen harmonisoituun standardiin tai eurooppalaiseen teknilliseen hyväksyntään (ETA). Tyyppihyväksyntä voidaan myöntää vain tuotteille, joille ympäristöministeriö on antanut tyyppihyväksyntäasetuksen. Tuotteita, jotka voidaan CE-merkitä, ei voi tyyppihyväksyä eikä niiltä voi vaatia käyttöselostetta. Tuotehyväksyntälaki tuntee vielä rakennuspaikkakohtaiset kokeet, jotka voidaan korvata tarkastetulla valmistuksella. Tarkastettu valmistus on pakollinen betonivalmisosille, ellei niitä ole CE-merkitty.



Kuva On kaavio keskeisistä betonistandardeista. CE tarkoittaa harmonisoitua tuotestandardia ja keltainen pohjaa kuvaa keskeneräistä työtä

Muusta viranomaissäännöstöstä mainittakoon valtioneuvoston asetus elementtirakentamisen työturvallisuudesta. Seuraavassa käsitellään kuitenkin vain betonivalmiskosia koskevia standardeja ja tuotehyväksyntää.

Standardit ovat periaatteessa vapaaehtoisia. Viranomaisen voi tehdä ne viittausmenettelyllä pakollisiksi tai hyväksytyiksi ratkaisuksi. Esimerkki hyväksytyistä ratkaisuksista on eurokoodit käytettyinä ympäristöministeriön asetuksella vahvistettujen kansallisten liitteiden mukaan. Harmonisoidulla standardilla on oma vahva statuksensa. CE-merkinnän tiedot ovat voimassa koko Euroopan talousalueella. Valmistuksen valvonta ja testaukset on suoritettu standardin mukaan, samoin kolmannen osapuolen valvonta- ja tarkastustehtävät, jos niitä edellytetään. Eurooppalaiset standardit valmistellaan eurooppalaisen standardisointijärjestön CENin teknillisissä komiteoissa. Suomessa SFS on antanut laadintaan osallistumisen toimialayhteisöille. Betonistandardisointia ja pääosaa rakennusalan standardisoinnista hoitaa Rakennustuoteteollisuus RTT. Suomen kannanottoja varten on muodostettu aihepiireittäin eri tahoja edustavia tukiryhmiä.

Betonistandardit, joita on yhteensä noin 300, voidaan jakaa seuraaviin tyypeihin:

suunnittelustandardit
tuotestandardit
testausstandardit
toteutusstandardit

Terässtandardit:

Uusi harjateräslaatu B500B:
A500HW:lle vaihtokelpoinen hitsattava harjateräslaatu B500B

EN- suunnittelustandardit:

Eurooppalaiset rakenteiden suunnittelustandardit, eurokoodit, julkaistiin ensin esistandardeina (ENV) 1990-luvun alkupuoliskolla. Niitä sai käyttää kansallisen soveltamisasiakirjan mukaan (NAD = National Application Document). Standardit uusittiin pääosin vuosikymmenen 2000 alkupuoliskolla EN standardeiksi. Kansallisia valintoja saa tehdä kansallisessa liitteessä (NA) vain lukuarvoille ja luokille, jotka on eurokoodissa merkitty kansallisiksi parametreiksi (NDP).

Eurokoodeja käytetään aina sen maan kansallisen liitteen mukaan, jossa rakennuskohde sijaitsee. Ympäristöministeriö on vahvistanut asetuksella Suomen kansalliset liitteet. Liikennevirastolle taas kuuluvat siltoja koskevat kansalliset liitteet.

CEN on määrännyt eurokoodien kanssa ristiriitaiset kansalliset standardit kumottavaksi maaliskuun 2010 loppuun mennessä.

Eurokoodien pääosat:

- EN 1990 Rakenteiden suunnitteluperusteet
- EN 1991 Rakenteiden kuormat
- EN 1992 Betonirakenteiden suunnittelu
- EN 1993 Teräsrakenteiden suunnittelu
- EN 1994 Betoni–teräs-liittorakenteiden suunnittelu
- EN 1995 Puurakenteiden suunnittelu
- EN 1996 Muurattujen rakenteiden suunnittelu
- EN 1997 Geotekninen suunnittelu
- EN 1998 Rakenteiden suunnittelu maanjäristys huomioon ottaen
- EN 1999 Alumiinirakenteiden suunnittelu

EN-tuotestandardit ja CE-merkintä

/12/

Betonivalmisosien perusstandardi on EN 13369 Betonivalmisosien yleiset säännöt. Siihen on koottu säännöt, joiden voidaan katsoa olevan yhteisiä kaikille tavanomaisille betonivalmisosille. Harmonisoidut tuotestandardit viittaavat EN 13369 standardiin ja sisältävät tuotekohtaiset täydentävät säännöt. Lisäksi niissä on liite ZA, jossa on kyseisen tuotteen CE-merkintää koskevat säännöt. EN 13369 taas puolestaan viittaa eurokoodeihin ja betonistandardiin EN 206-1.

EN 13369 vaatimuksia koskeva luku 4 jakautuu materiaalivaatimukseen, valmistusta koskeviin vaatimukseen ja valmiin tuotteen vaatimukseen. Vaatimustenmukaisuuden arviointi on luvussa 6 ja siihen liittyvät laadunvalvonnan tarkastuskaaviot liitteessä D. Lisäksi standardi käsittelee testausta ja teknistä dokumentaatiota ja siinä on useita opastavia liitteitä. Materiaalivaatimukset ovat viittauksia eurooppalaisiin standardeihin. Kaikille materiaaleille ei kuitenkaan ole soveltuvaa eurooppalaista standardia, jolloin hyväksytään kansalliset säännöt. Esimerkiksi useimpien teräsosien ja nostolenkkien osalta toimitaan vielä betonivalmisosan käyttömaan kansallisilla säännöillä.

Valmistusta koskevissa vaatimuksissa on säännöt jälkihoidosta ja lämpökäsittelystä, puristuslujuuden valvonta vaihtoehtoisesti rakennekoekappaleilla ja jännittämistä koskevia sääntöjä, punosten luisto mukaan lukien. Tehdasvalmistuksessa ei noudateta standardia EN 13670 Betonirakenteiden toteuttaminen joka koskee vain valmistusta työmaalla. Toteutusstandardissa on kylläkin yksi luku elementtirakentamisesta ja sen rakentamistoleranssit koskevat myös elementtirakenteita. Kyseiset toleranssivaatimukset ovat suhteellisen väljiä ja niitä voidaan tiukentaa kansallisesti tai kohdekohtaisesti. Valmiin tuotteen vaatimuksissa on poikkileikkauksen ja päämittojen toleranssit rakenteellisen toiminnan kannalta, kantokyvyn, palonkeston, ääneneristyksen ja lämmöneristyksen osittamismenetelmät sekä säilyvyys. Murto- ja rajatilamitoitus sallitaan periaatteessa tehtävän myös kansallisilla normeilla, mutta standardit on rakennettu niin eurokoodipohjaisiksi, että tätä vaihtoehtoa ei paljoa käytettäne. Palonkestossa päävaihtoehto on eurokoodiin perustuva REI-taulukkomitoitus, mutta polttokokeet ja laskennalliset menetelmät ovat myös mukana. Säilyvyydessä päädytään viittausketjussa kansallisiin vaatimukseen, eli EN 206-1 kansalliseen liitteeseen ja eurokoodin kansallisen liitteen mukaisiin betonipeitteisiin. EN 13369:ssä on useita päätekstiä täydentäviä opastavia liitteitä. Valmistuksen tarkastuskaaviot liitteessä D ovat velvoittavia, ja tehtaan sisäisen laadunvalvontajärjestelmän tulee noudattaa näitä kaavioita ja luvussa 6 esitettyjä vaatimuksia.

Tuotestandardit

/12/

Kuvassa on lueteltu betonivalmiskomponenttien CE-merkintään johtavat harmonisoidut tuotestandardit ja sen jälkeen on kuvattu lyhyesti standardien sisältöä. Kun mitoitus tehdään eurokoodeilla, voidaan käyttää pienennettyjä materiaalin osavarmuuslukuja Suomen kansallisen liitteen ehtojen mukaan. Ehtojen katsotaan täyttyvän 1-rakenneluokassa tai CE-merkityillä betonivalmiskomponenteilla, kun noudatetaan tiukennettuja toleransseja. Pienennetyt osavarmuusluvut ovat betoni- ja jänneteräkselle 1,1 ja betonille 1,35.

HARMONISOIDUT ELEMENTTISTANDARDIT		
	JULKAISTU	SFS-EN KIELI
EN 12839 AIDAT	2001	englanti
EN 12737 MAATALOUDEN RAKOLATTIAT	2007	suomi
EN 12843 MASTOT JA PYLVÄÄT	2004	englanti
EN 13224 RIPALAATAT	2004	suomi
EN 13225 PILARIT JA PALKIT	2004	suomi
EN 13693 ERIKOISKATTOELEMENTIT	2004	englanti
EN 1168 ONTELOLAATAT	2005	suomi
EN 12794 PERUSTUSPAALUT	2005	suomi
EN 13747 KUORILAATAT	2005	suomi
EN 13978-1 AUTOTALLIJ. TILAELEMENTIT	2005	englanti
EN 14844 RUMPUELEMENTIT	2006	englanti
EN 14843 PORTAAT	2007	suomi
EN 14991 PERUSTUSELEMENTIT	2007	suomi
EN 14992 SEINÄT	2007	suomi
EN 15050 SILTAELEMENTIT	2007	englanti
EN 15258 TUKIMUURIT	2008	englanti
EN 15037-1...5 PALKKI-HARKKO-LAATAT		

Viitestandardi: EN 13369 BETONIVALMISTUSOSIEN YLEISET SÄÄNNÖT 2004

Kuva Harmonisoidut tuotestandardit

EN 13225 Pilari- ja palkkielementit

Standardissa on täydentäviä mittatoleransseja ja opastava liite kiepahduksen varoimenpiteistä käsittelyn aikana, ei muuta suunnitteluun liittyvää.

EN 13224 Ripalaattaelementit

Standardissa on täydentäviä mittatoleransseja, TT-laattojen pituussuuntaisia saumoja koskevia sääntöjä sekä sääntöjä leikkausraudoituksesta. Ripojen leikkausraudoitus voidaan jättää pois, jos vierekkäiset laatat on liitetty toisiinsa EN 1992-1-1 luvun 10 mukaisilla leikkausvoimaa siirtävillä liitoksilla. Jännepunosten ankkurointialueelta ei kuitenkaan saa jättää hakoja pois. Standardissa on myös opastava liite tahattomista negatiivisista momenteista.

EN 1168 Ontelolaatat

Ontelolaatan luonteesta johtuen standardissa on runsaasti suunnitteluun liittyviä sääntöjä, jotka joko täydentävät eurokoodia tai poikkeavat siitä. Laatan mitoitusääntöjä annetaan leikkauskestävyydelle, yhdistetylle leikkaukselle ja väännölle, lävistykselle, pistekuormille, kolmelta reunalta tuetuille laatoille ja halkaisuvoimille. Leikkauskestävyys varmistetaan liitteen J mukaiselle täyden mittakaavan testillä.

Standardissa on myös vähimmäismittoja ja punosten sijoittelua koskevia sääntöjä ja mittatoleranssit, joten EN 13369:n mittatoleransseja ei käytetä ontelolaatoille ollenkaan.

Opastavissa liitteissä on laataston suunnitteluun liittyviä sääntöjä poikittaisesta kuorman jakautumisesta, levyvaikutuksesta, tahattomista kiinnitysvaikutuksista, liittorakenteen leikkauskestävyydestä ja liitosten suunnittelusta. Myös palonkestävyys on esitetty opastavassa liitteessä ja tätä kirjoitettaessa sitä ollaan muokkaamassa velvoittavaksi. Ontelolaatoille on julkaistu ns. kansallinen soveltamisstandardi SFS 7016, jossa on otettu kantaa niihin vaatimustasoihin ja mitoitusasioihin, jotka voidaan päättää kansallisesti. Siinä on otettu huomioon eurokoodin kansallinen liite. SFS 7016 sisältää myös aikaisempiin tyyppihyväksyntöihin pohjatuvan paloluokituksen, jota käytetään Suomessa kunnes EN 1168:an tulee velvoittava eurooppalainen palomitoitus.

EN 13747 Kuorilaatat

Kuorilaatan velvoittavassa osassa on runsaasti detaljisuunnittelusääntöjä koskien mm. raudoitusta, ansaita, minimimittoja ja toleransseja. Standardissa on useita suunnittelusääntöjä sisältäviä opastavia liitteitä. SFS-EN standardin kansallisessa esipuheessa on suositukset mitä opastavia liitteitä käytetään Suomessa. Ne koskevat jäykisteripoja ja kevennyksiä, liittolaatan monoliittisuutta, tukien ja raudoituksen ankkuroinnin suunnittelua ja lenkkien ankkurointikapasiteettia.

Muut

Muissa tuotestandardeissa on lähinnä tuotteelle ominaisia toleransseja ja yksityiskohtien suunnittelusääntöjä.

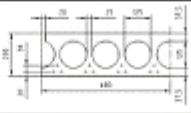
CE-merkintä

/12/

Tuotestandardein liitteessä ZA on määritelty mitkä ominaisuudet kuuluvat CE-merkintään. Liitteessä on myös esimerkkejä, miten tiedot esitetään CE-merkinnässä. CE-merkintä tarkoittaa, että ilmoitettujen ominaisuuksien standardin mukaisuus on osoitettu valmistuksen yhteydessä, eikä niihin voi enää kohdistaa uusia tarkastustoimenpiteitä. Tuotteen käyttäjän, betonivalmisteiden kohdalta yleensä päärakennesuunnittelijan, on varmistettava, että tuote ilmoitettuihin ominaisuuksiin soveltuu aiottuun käyttötarkoitukseen ja täyttää rakennuskohteen mukaiset vaatimukset.

Betonivalmisteiden CE-merkintään kuuluu pakollisena niin sanottu ilmoitetun laitoksen suorittama valmistajan laadunvalvonnan varmennus. Tähän sisältyy tehtaasta ja sen sisäisen laadunvalvonnan jatkuva valvonta, arviointi ja hyväksyminen, eli se vastaa hyvin pitkälle Suomen määräysten mukaista pakollista tarkastettua valmistusta.

Kantokyvyn ja palonkeston ilmoittamiseen on kolme vaihtoehtoista tapaa, kuva . Ne perustuvat EU:n komission ohjeeseen Eurokoodeista ja niiden käytöstä CE-merkinnässä (Guidance Paper L).

MENETELMÄ		ESIMERKKI
1	"VARASTOTUOTE" ILMOITETAAN MITAT JA MATERIAALIOMINAISUUDET	 <p>Betoni C50/60 Punos SUP 1860 7Ø9,3 Jne...</p>
2	"STANDARDITUOTE" ILMOITETAAN KANTOKYKY JA PALOLUOKKA	Hyötykuorma $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$ Paloluokka REI 60 Jne...
3a	"YKSILÖLLINEN TUOTE" TILAAJAN PIIRUSTUKSILLA	KIINTEISTÖ OY RAKENNUS ELEMENTTI X12 PIIRUSTUS 123
3b	"YKSILÖLLINEN TUOTE" VALMISTAJAN PIIRUSTUKSILLA	KIINTEISTÖ OY RAKENNUS OL20-7X-111 PIIRUSTUS 123

Kuva Elementtien CE- merkintämenetelmät.

Menetelmä 1 soveltuu yksinkertaisille pitkinä sarjoina valmistettaville tuotteille. CE-merkinnässä ilmoitetaan mitat ja materiaalitiedot, joilla kantokyky voidaan laskea käyttömaassa voimassa olevalla normilla.

Menetelmässä 2 ilmoitetaan kantokyky ja palonkestävyys Eurokoodeilla ja käyttömaan kansallisella liitteellä määritettuna. Tämäkin menetelmä sopii vain suhteellisen vakioituille tuotteille.

Menetelmä 3 on tarkoitettu tiettyyn kohteeseen yksilöllisesti suunnitelluille elementeille. CE-merkinnässä viitataan kohteen suunnitelmiin. Suunnittelussa voidaan käyttää voimassa olevaa normia, eli Eurokoodeja tai toistaiseksi myös Betoninormia.

Menetelmissä 2 ja 3b mitoitus ja palonkesto ovat valmistajan tehtäviä ja ne sisältyvät CE-merkintään.

Normijärjestelmien ristiinkäyttö ei pääsääntäisesti ole luvallista. Kuormissakin on eroja. Koko rakennuskohde tulisi suunnitella joko Suomen normeilla tai Eurokoodeilla, paitsi jos elementtien sisäinen mitoitus ei vaikuta muuhun rakennusrungon mitoitukseen. Vastaavan rakennesuunnittelijan tulee huolehtia Suomen määräysten mukaisesti siitä, että osasuunnitelmista muodostuu rakenteelliset vaatimukset täyttävä kokonaisuus.

Valmistajalle ja varsinkin asiakkaalle ei CE-merkintään siirtyminen ole itse tuotteen ja sen laadun kannalta suuri muutos. Laadunvalvonta ja dokumentointi systematisoituvat rakennustuotedirektiivin menettelyjen mukaiseksi.

Betonirakenteita koskevien ohjeiden muutokset

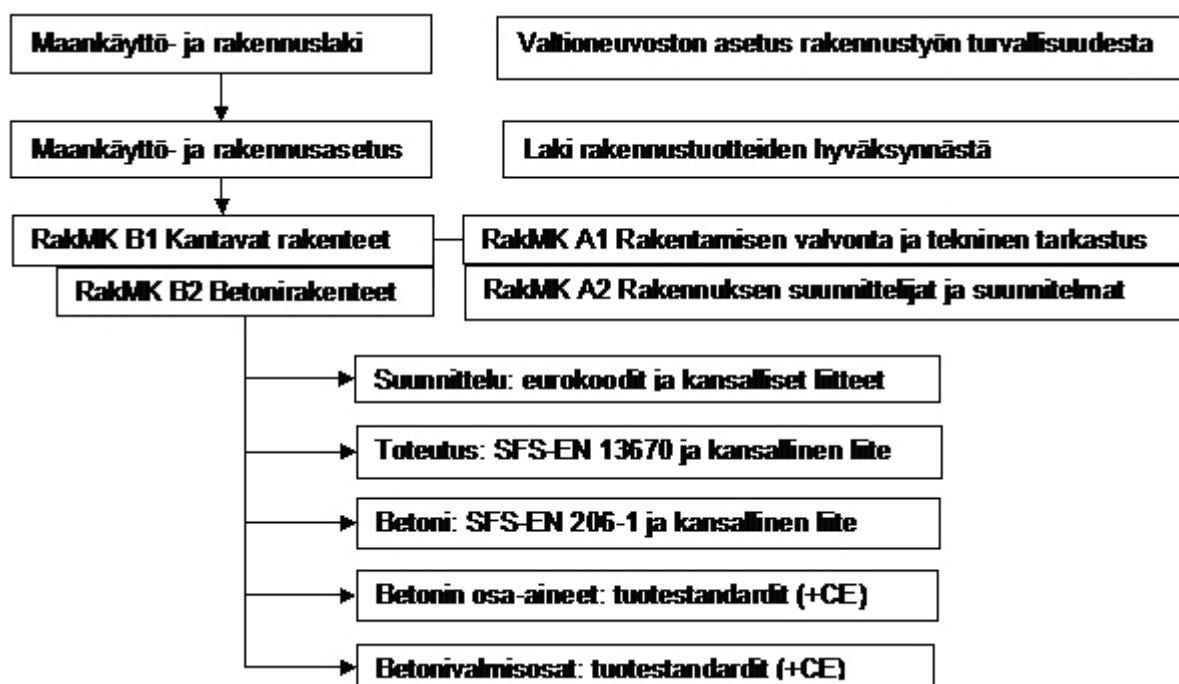
/12/

Suomen rakentamismääräyskokoelman kantavia rakenteita koskeva B-sarja uudistetaan. Eurokoodien tullessa käyttöön muu rakenteiden suunnitteluohjeisto poistetaan. Samalla tuotteita, toteutusta ja kelpoisuuden toteamista koskevat määräykset ja ohjeet päivitetään.

Kaikkia kantavia rakenteita koskevat määräykset ja ohjeet kootaan RakMK osaan B1. Materiaalikohtaiset täydentävät ohjeet numeroidaan eurokoodien mukaan, joten betonirakenteita koskevat ohjeet tulevat RakMK osaan B2.

Eurokoodeihin viitataan niin, että ne ovat hyväksytyt suunnittelumenetelmä Suomen kansallisten liitteiden mukaan käytettynä. Ne eivät kuitenkaan sulje pois muita rakennusvalvonnan hyväksymiä menetelmiä. Vaikka vanhat B-sarjan suunnitteluohjeet poistetaan, saa niitä toistaiseksi käyttää.

Yleiskaavio keskeisistä liittyvistä säädöksistä ja standardeista



Kuva Yleiskaavio /12/

Rakenneluokat poistuvat

1900-luvun puolivälissä betoninormeihin tulleet rakenneluokat perustuivat alun perin betonin valmistuksen vaativuuteen. Niihin liittyy myös suunnittelun ja rakenteen valmistuksen vaativuus, rakenteen merkitys, valvonta ja osavarmuusluvut. Eurokoodeissa ja muissa eurooppalaisissa standardeissa ei tällaista luokitusta ole.

Seuraamusluokat CC1, CC2 ja CC3

Rakenteen merkitys eli mahdollisen vaurion seuraamukset katetaan eurokoodeissa seuraamusluokilla, jotka otetaan huomioon muuttamalla kuormien osavarmuuslukuja. Suurten seuraamusten luokassa CC3 on osavarmuusluku 10 % suurempi ja vähäisten seuraamusten luokassa CC1 10 % pienempi kuin keskimmaisessä luokassa CC2. Kun suunnitellaan vanhalla B-sarjalla ei käytetä seuraamusluokkia.

Toteutusluokat 1, 2 ja 3

Betonirakenteiden toteutusstandardi SFS-EN 13670 sisältää kolme toteutusluokkaa siten, että tarkastustaso kasvaa luokasta 1 luokkaan 3. Numerointi on siis päinvastainen kuin poistuvissa rakenneluokissa.

Toteutusluokka 1 vastaa likimain poistuvaa rakenneluokkaa 3. Sitä voidaan käyttää vain seuraamusluokan CC1 rakenteille ja mitoituksessa saadaan käyttää korkeintaan betonin lujuutta C20/25.

Toteutusluokka 2 vastaa likimain poistuvaa rakenneluokkaa 2. Sitä voidaan käyttää seuraamusluokkien 1 ja 2 rakenteille, ei kuitenkaan korkealujuusbetonille (eli betonin lujuuden yläraja kasvaa luokasta K40 luokkaan C50/60).

Toteutusluokka 3 on valittava seuraamusluokan CC3 rakenteille, korkealujuusbetonille tai kun toteutuksen katsotaan vaativan erityistä pätevyyttä tai joiden valmistaminen niiden rakenteellisen toiminnan varmistamiseksi edellyttää erityistä huolellisuutta.

Toteutusluokat koskevat vain työmaatoita, eivät tuotestandardin mukaan valmistettuja elementtejä (betonivalmisosa). Ne kuuluvat aina tarkastettuun valmistukseen tai CE-merkittäessä sitä vastaavaan ilmoitetun laitoksen suorittamaan laadunvalvonnan varmennukseen (vaatimustenmukaisuuden osoittamismenettely 2+). Niitä voidaan käyttää kaikissa seuraamusluokissa.

Osavarmuusluvut

Seuraamusluokka otetaan huomioon kuormien osavarmuusluvuissa, mikä tarkoittaa, että murtumistodennäköisyyttä säädetään tarkoituksellisesti seuraamusluokan mukaan.

Eurokoodimitoituksessa materiaaliosavarmuuskertoimien perusarvoja 1,5 betonille ja 1,15 raudoitukselle voidaan käyttää kaikissa toteutusluokissa.

Poistuvaa rakenneluokkaa 1 vastaavia pienennettyjä osavarmuuslukuja 1,35 betonille ja 1,1 raudoitukselle voidaan käyttää toteutusluokassa 3 kun määritellään toteutusstandardin SFS-EN 13670 toleranssiluokka 2.

Samoja pienennettyjä osavarmuuslukuja voidaan käyttää betonivalmisosille kun valitaan vastaava tiukennettu toleranssiluokka.

Mittatoleranssit

Toteutusstandardissa SFS-EN 13670 on poikkileikkausmitoille ja raudoituksen sijainnille toleranssiluokat 1 ja 2. Tiukempi luokka 2 on edellytys materiaaliosavarmuuskertoimien pienentämiselle toteutusluokassa 3. Toleranssit vastaavat likimain poistuvien rakenneluokkien 1 ja 2 toleransseja RakMK B4:ssä.

Betonin lujuusluokat

K-lujuusluokat poistuvat ja siirtyään eurooppalaisiin C-lujuusluokkiin, joissa ilmoitetaan lieriö/kuutiolujuus. Yleisesti käytetyt lujuusluokat K35 ja K40 poistuvat. Niitä lähimpiä lujuusluokkia ovat C25/30, C30/37 ja C35/45. Myös korkealujuusbetonin lujuusluokat muuttuvat niin, että lieriölujuus kasvaa 5 MPa portain suurimpaan lujuuteen C90/105 asti.

Teräsluokat

B2 ehdotuksessa ei ole lueteltu hyväksytyjä betoniteräslaatuja. Niiden tulee kuitenkin vastata suunnittelussa käytettyjä arvoja, olla SFS-standardin mukaisia ja sertifioituja.

Eurokoodimitoituksessa betoniterästen tulee olla SFS-EN 1992-1-1 liitteen C-mukaisia.

Suunnitteilla on laatia alla olevan mallin mukainen taulukko, joka voitaisiin lisätä SFS-EN 1992-1-1 kansalliseen liitteeseen.

Standardi	Tekninen luokka (Teräslaatu)	Myötölujuuden ominaisarvo f_{yk} tai $f_{0,2k}$ [MPa]	Luokka
SFS 1215	A500HW	500	B
SFS 1257	B500K	500	A
SFS 1268	B500B	500	B
SFS 1269	B500C1	500	C

Kuva Teräsluokkakaavio /12/

Henkilöpätevydet

Suunnittelijan pätevyyttä koskee edelleen RakMK A2. Luokitusten muutokset aiheuttavat A2:een päivitystarpeen.

Työmaan betonityönjohtajan pätevyysvaatimukset on ehdotettu lisättäväksi RakMK A1:een nimikkeellä kantavien rakenteiden erityisalan vastuullisen työnjohtajan pätevyys. B2 ehdotuksessa on lisäksi betonielementtien asennusta johtava työnjohtaja sekä tuotteiden valmistukseen liittyvät valmisbetonin valmistuksesta vastaava henkilö, prosessinohjaaja, betonilaborantti ja betonielementtitehtaan työnjohtaja.

Tuotehyväksynät

Tuotehyväksyntämenettelyt (CE-merkintä, käyttöselosteet, tuotevarmennus, tarkastettu valmistus) on säilytetty likimain sellaisenaan. B1:een on siirretty ne vaatimukset, jotka annetaan määräystasolla.

On pyritty täsmentämään, että tuotteen vaatimustenmukaisuus tarkoittaa, että tuote on sitä koskevan spesifikaation (esim. standardin) mukainen. Kelpoisuus tarkoittaa, että rakenne tai tuote on käyttökohteen vaatimusten mukainen.

Säilyvyys

Säilyvyyden osalta B2 ehdotus viittaa seuraaviin standardeihin kansallisine liitteineen:
betonipeite SFS-EN 1992-1-1
betoni SFS-EN 206-1
betonointi ja jälkihoito SFS-EN 13670
Betonistandardin SFS-EN 206-1 kansallinen liite

B2-ehdotuksen yhteydessä tarkastellaan myös säilyvyysvaatimusten päivitystarvetta. Tarkastelu kohdistuu lähinnä eri rasitusluokissa hyväksyttäviin sementtilaatuihin, vähimmäisementtivaatimukseen (liittyen sementtien kehittämiseen hiilidioksidipäästöjen vähentämiseksi) sekä pakkasenkestävyysvaatimukseen. Tarkoitus on, että kansallinen liite ei ole enää RakMK:n liite vaan siirtyy standardeihin vuonna 2010 pidettävän lausuntokierroksen jälkeen.

Toteutusstandardin SFS-EN 13670 kansallinen liite

EN 13670 Betonirakenteiden toteutus arvioidaan julkaistavan suomenkielisenä SFS-EN standardina kesällä 2010. Se kattaa suurelta osin RakMK B4 betonirakenteiden valmistusta, laadunvalvontaa ja kelpoisuuden toteamista koskevat asiat. B2-ehdotuksen laadinnassa sisällöt verrattiin keskenään, poistettiin B4:stä EN 13670 standardin kattamat asiat ja samalla laadittiin ehdotus EN 13670 kansalliseksi liitteeksi. Tarkoitus on, että kansallinen liite julkaistaan lausuntokierroksen jälkeen erillisenä kansallisena soveltamisstandardina.

3 Materiaalit

Eurokoodin luvussa 3 selvitetään materiaaliominaisuuksia.

3.1 Betonin materiaaliominaisuudet

Betonin puristuslujuus osoitetaan betonin lujuusluokkien avulla, jotka liittyvät standardin EN 206-1 mukaiseen lieriölujuuden f_{ck} tai kuutiölujuuden $f_{ck,cube}$ ominaisarvoon. Lujuusluokkien yläraja määrätään kansallisesti (C_{max}), suositus C90/105.

Voi olla tarpeen määrittellä ajankohtaan t liittyvä betonin puristuslujuus $f_{ck}(t)$ useilla t :n arvoilla (esim. muotin poisto, jännevoiman laukaisu), missä

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa) välille } 3 < t < 28 \text{ vuorokautta}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ välille } t \geq 28 \text{ vuorokautta}$$

Betonin lujuudenkehitys keskimääräisen puristuslujuuden avulla

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc} f_{cm} \text{ missä}$$

$f_{cm}(t)$ on betonin keskimääräinen puristuslujuus t vuorokauden ikäisenä

f_{cm} on keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä

$\beta_{cc}(t)$ on betonin iästä t riippuva kerroin

$$\beta_{cc}(t) := e^{-\frac{1.25}{s} \left(1 - \sqrt{\frac{28d}{t}}\right)}$$

s on sementin tyyppistä riippuva kerroin, tyyppi N: $s=0.25$

Vetolujuus f_{ctk} tarkoittaa suoraa vetolujuutta ja määritetään puristuslujuuden avulla.

f_{ctm} keskimääräinen vetolujuus 28 vuorokauden ikäisenä

$$f_{ctm} := 0.3 \frac{f_{ck}}{e} \frac{\sigma}{\sigma} \text{ MPa} \quad \text{kun } t > 28$$

$$f_{ctk0.005} \quad f_{ctk}(t) := 0.7 f_{ctm}(t)$$

Kimmokertoimen keskiarvo E_{cm} ja sekanttiarvo määrätään lujuusluokan avulla.

$$E_{cm} := 22 \text{ GPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3}$$

Kimmokertoimen muutos ajan suhteen voidaan arvioida kaavalla

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0.3} E_{cm}$$

Taulukko 3.1 *Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet*

Betonin lujuusluokka									
f_{ck} (MPa)	25	30	35	40	45	50	55	60	70
$f_{ck,cube}$ (MPa)	30	37	45	50	55	60	67	75	85
f_{cm} (MPa)	33	38	43	48	53	58	63	68	78
f_{ctm} (MPa)	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2
E_{cm} (GPa)	31	33	34	35	36	37	38	39	41
ε_{cz} (‰)	2,0						2,2	2,3	2,4
ε_{cu2} (‰)	3,5						3,1	2,9	2,7
n	2,0						1,75	1,6	1,45
ε_{c3} (‰)	1,75						1,8	1,9	2,0
ε_{cu3} (‰)	3,5						3,1	2,9	2,7

/22/

Taulukko 3.2 Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien analyttiset laskenta-kaavat sekä viittaukset

Analyttinen yhteys/viittaus	
f_{cm} (MPa)	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5% fraktiili
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95% fraktiili
E_{cm} (GPa)	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3}$ (f_{cm} MPa)
ϵ_{cz} (‰)	ks. kuvaa 3.6 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cz} (\%) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	ks. kuvaa 3.6 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	ks. kuvaa 3.7 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3} (\%) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	ks. kuvaa 3.7 kun $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

/22/

Puristuslujuuden ja vetolujuuden mitoitusarvot

Puristuslujuuden mitoitusarvo määritellään kaavalla

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

γ_C on betonin osavarmuusluku ja

$\alpha_{cc} = 0,85$ on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät.

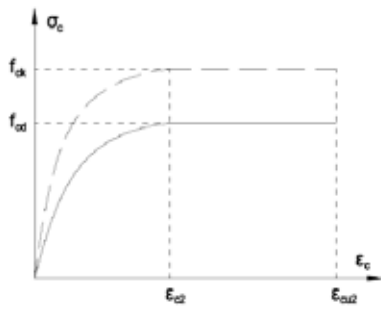
Vetolujuuden mitoitusarvo f_{ctd} määritellään kaavalla

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C$$

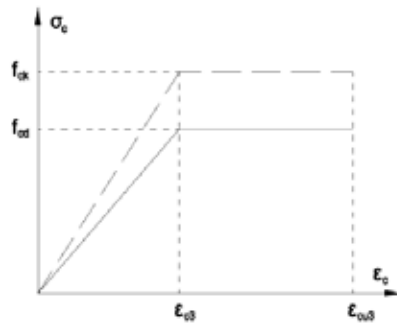
Taulukko Betonin osavarmuusluvut /22/

Betonin osavarmuusluvut γ_c	
Toteutusluokka 3	1,35
Toteutusluokka 2	1,5
Onnettomuustilanne	1,2
Palotilanne	1,0

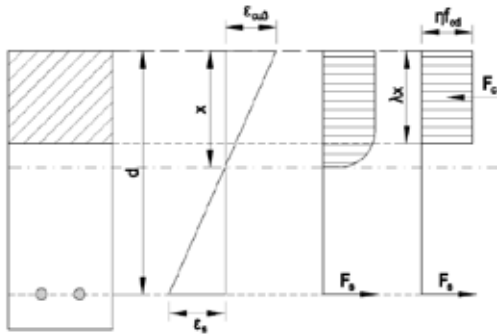
Poikkileikkausten mitoitukseen käytettävät jännitys-muodonmuutosyhteydet



Kuva Paraabeli-suorakaidemalli /22/



Bi-lineaarinen malli /22/



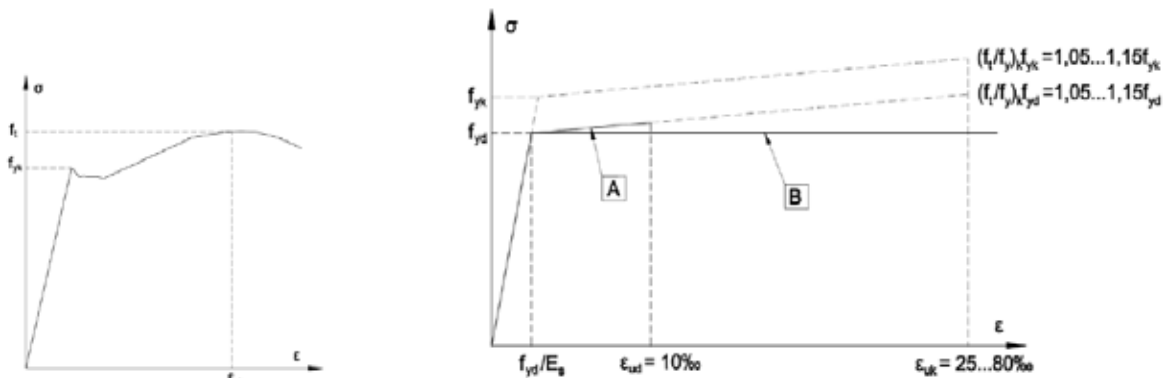
Kuva Taivutusrasitetun poikkileikkauksen suorakaiteen muotoinen jännitysjaakauma /22/

3.2 Betoniterästen materiaaliominaisuudet

/22/

Betonirakenteiden raudoituksena käytetään yleensä standardin EN 10080 mukaisia teräksiä. Betoniteräksellä tulee olla riittävä sitkeys, joka määritetään vetolujuuden ja myötörajan välisen suhteen $(f_t/f_y)_k$ sekä murtovenymän ϵ_{uk} arvoina (ks. kuva).

Betoniteräkset jaotellaan standardissa EN 1992-1-1 kolmeen sitkeysluokkaan A, B ja C, joista sitkein on luokka C.



Kuva Kuumavalssatun teräksen jännitys-venymäkuvaaja ja idealisoitu kuvaaja /22/

Mitoitusta ja yksityiskohtien suunnittelua koskevat soveltamissäännöt ovat voimassa määritellyille myötölujuusvälille $f_{yk} = 400...700$ MPa. Myötölujuuden arvona käytetään standardien mukaista ylempää myötörajavaatimusta tai 0,2-rajaa vastaavaa jännitystä. Betoniteräksen keskimääräiseksi tiheydeksi oletetaan 7850 kg/m^3 ja kimmomoduuliksi $E_s = 200 \text{ GPa}$.

Taulukko Betoniterästen sitkeysluokat /22/

Sitkeysluokka	A	B	C
Myötölujuuden ominaisarvo f_{yk} (MPa)	400...700		
Suhteen $k=(f_t/f_y)_k$ vähimmäisarvo	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
Suhteen $k=(f_t/f_y)_k$ enimmäisarvo			$< 1,35$
Suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo ϵ_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät betoniteräksen mitoitusarvot saadaan teräksen ominaislujuuksien sekä taulukossa esitettyjen osavarmuuslukujen avulla.

Taulukko Betoniterästen osavarmuusluvut /22/

Betoniteräksen osavarmuusluvut γ_s	
Toteutusluokka 3	1,1
Toteutusluokka 2	1,15
Onnettomuustilanne	1,0
Palotilanne	1,0

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo f_{yd} määritellään kaavalla

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

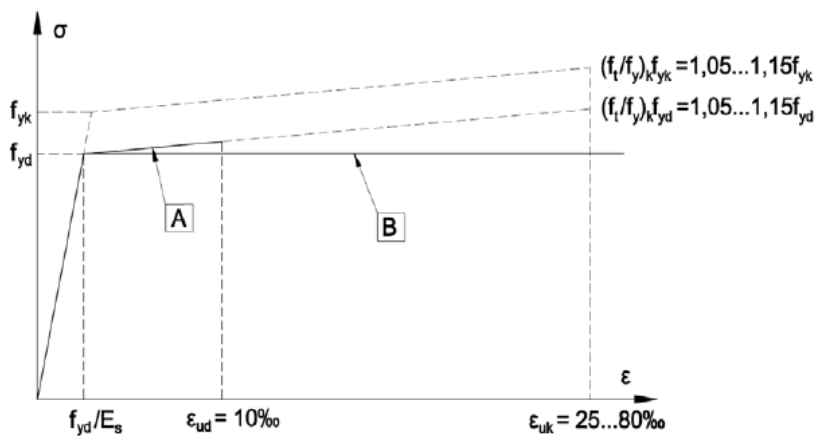
missä

f_{yk} on betoniteräksen myötölujuus

γ_s on betoniteräksen osavarmuusluku

Betoniteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion mallina voidaan käyttää jompaakumpaa seuraavista vaihtoehdoista:

- A) Nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan $\epsilon_{ud} = 10\text{‰}$ saakka.
- B) Myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa.



Kuva Betoniterästen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja /22/

Viruma ja kutistuma

Viruma

Betonin viruma on muodonmuutos, joka tapahtuu kuormitetussa betonissa ajan funktiona. Betonin viruminen ja kutistuminen riippuvat ympäristön kosteudesta, rakenneosan mitoista ja betonin koostumuksesta.

Virumiseen vaikuttaa myös betonin kovettumisaste kuormituksen alkaessa, ja se riippuu kuormituksen kestosta ja suuruudesta.

Virumaluku $\Phi(t, t_0)$ riippuu tangenttimoduulista E_c , jolle voidaan käyttää arvoa $1,05 E_{cm}$. Kun ei tarvita suurta tarkkuutta, voidaan virumalukuna käyttää kuvasta saatavaa arvoa, mikäli betonin puristusjännitys on enintään $0,45 f_{ck}(t_0)$ betonin kuormittamisissä t_0 .

Betonin viruma $\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$ hetkellä $t = \infty$, kun puristava vakiojännitys σ_c asetetaan vaikuttamaan betoniin hetkellä t_0 , saadaan kaavasta

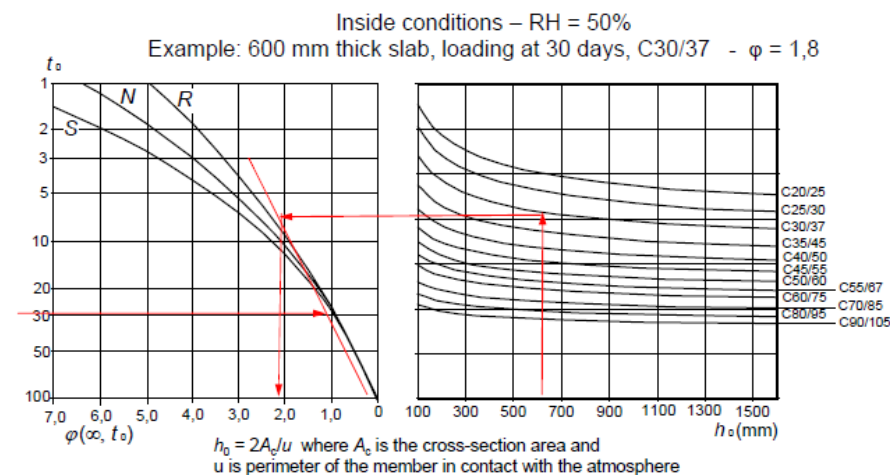
$$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \Phi(\infty, t_0) (\sigma_c / E_c)$$

Kun betonin puristusjännitys iässä t_0 ylittää arvon $0,45 f_{ck}(t_0)$, otetaan huomioon virumisen epälineaarisuus. Näin suuri jännitys voi esiintyä jännittämisen seurauksena, esim. betonielementeissä jänteen korkeudella. Tällaisissa tapauksissa lasketaan epälineaarinen virumaluku seuraavasti:

$$\Phi_{nl}(\infty, t_0) = \Phi(\infty, t_0) \exp(1,5 (k_\sigma - 0,45)) \text{ missä}$$

$\Phi_{nl}(\infty, t_0)$ on epälineaarinen virumaluku, joka korvaa virumaluvun $\Phi(\infty, t_0)$
 k_σ on jännityksen ja lujuuden välinen suhde $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$, missä σ_c on puristusjännitys ja $f_{ck}(t_0)$ on betonin puristuslujuuden ominaisarvo hetkellä t_0 .

Creep of concrete (3.1.4)



Kuva Arvot ovat voimassa, kun ympäristölämpötila on arvojen -40 °C ja $+40\text{ °C}$ välillä ja keskimääräinen suhteellinen kosteus arvojen 40% ja 100% välillä. /14/

Virumaluvun laskenta liite B mukaan

Virumaluku $\Phi_{(t,t_0,RH)}$ lasketaan kaavasta

$$f(t, t_0, r) := f_0(t_0, r) \cdot b_c(t, t_0, r) \text{ missä}$$

$f_0(t_0, r)$ on nimellinen virumaluku, jonka likiarvo voidaan laskea kaavasta
 $f_0(t_0, r) := f_{RH(r)} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot b(t_0)$

f_{RH} on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon suhteellisen kosteuden vaikutus nimelliseen virumalukuun

$$f_{RH(r)} := \frac{e^{\frac{1-r}{10}}}{e^{\frac{1-r}{10}}} + \frac{1-r}{0.1 \cdot \frac{e^{\frac{1-r}{10}}}{e^{\frac{1-r}{10}}}} \cdot \frac{1}{\frac{e^{\frac{1-r}{10}}}{e^{\frac{1-r}{10}}}} \quad \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$f_{RH(r)} := \frac{e^{\frac{1-r}{10}}}{e^{\frac{1-r}{10}}} + \frac{1-r}{0.1 \cdot \frac{e^{\frac{1-r}{10}}}{e^{\frac{1-r}{10}}}} \cdot \frac{1}{\frac{e^{\frac{1-r}{10}}}{e^{\frac{1-r}{10}}}} \quad \text{kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

r on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina jaettuna sadalla
 $\beta_{f_{cm}}$ on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus nimelliseen virumalukuun

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}}$$

f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus [MPa] 28 vuorokauden ikäisenä

$$b(t_0) := \frac{1}{0.1 + \frac{e^{\frac{1-r}{10}}}{e^{\frac{1-r}{10}}}} \cdot \frac{1}{\frac{e^{\frac{1-r}{10}}}{e^{\frac{1-r}{10}}}}$$

on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin kuormittumisen alkamisajan vaikutus nimelliseen virumalukuun

$$b_c(t, t_0, r) := \frac{e^{\frac{t-t_0}{d}}}{e^{\frac{t-t_0}{d}}} \cdot \frac{1}{\frac{e^{\frac{t-t_0}{d}}}{e^{\frac{t-t_0}{d}}}} \cdot \frac{1}{\frac{e^{\frac{t-t_0}{d}}}{e^{\frac{t-t_0}{d}}}}$$

on kerroin, joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormittumisen jälkeen.

t on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana
 t_0 on betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa
 $t - t_0$ on kuormituksen kesto vuorokausina
 $b_{H(r)}$

$$b_{H(r)} := 1.5 \times \frac{t}{t_0} + (0.012 \times 100 \times t)^{18} \times \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \times a_3 \leq 1500 \text{ kun } f_{cm} \leq 35$$

$$b_{H(r)} := 1.5 \times \frac{t}{t_0} + (0.012 \times 100 \times t)^{18} \times \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \times a_3 \leq 1500 \text{ kun } f_{cm} \leq 35$$

α_1, α_2 ja α_3 ovat kertoimia, joiden avulla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus

$$\alpha_1 := \frac{f_{cm}^{0.7}}{35^{0.7}} \quad \alpha_2 := \frac{f_{cm}^{0.2}}{35^{0.2}} \quad \alpha_3 := \frac{f_{cm}^{0.5}}{35^{0.5}}$$

h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm], missä

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

A_c on poikkileikkauksen pinta-ala
 u on haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa

Sementin tyyppin vaikutus betonin virumalukuun ja korkean tai matalan lämpötilan vaikutus betonin kovettumisnopeuteen lämpötilavälillä 0...80 °C voidaan lisäksi ottaa huomioon liitteen B kaavoilla.

Kutistuma

Kutistuman suuruuteen vaikuttavat ympäristön mm lämpötila, ympäristön suhteellinen kosteus, sementin laatu, betonin lujuusluokka (vesi / sideainesuhde), betonirakenteen muoto ja mitat ja betonin ikä kuivumisen alkaessa (jälkihoito).

Kokonaiskutistuminen koostuu kahdesta osasta, kuivumiskutistumasta ja sisäisestä kutistumasta. Kuivumiskutistuma kehittyy hitaasti, koska se riippuu veden siirtymisestä kovettuneen betonin läpi. Sisäinen kutistuma kehittyy betonin kovettuessa. Merkittävä osa kehittyy siksi valua seuraavina ensimmäisinä päivinä. Sisäinen kutistuma on suoraan verrannollinen betonin lujuuteen.

Kokonaiskutistuman ϵ_{cs} arvot saadaan kaavasta

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad \text{missä}$$

ϵ_{cs}	on kokonaiskutistuma
ϵ_{cd}	on kuivumiskutistuma
ϵ_{ca}	on sisäinen kutistuma

Kuivumiskutistuman kehittyminen ajan mukana saadaan kaavasta

$$e_{cd}(t) := b_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot e_{cd,0}$$

$e_{cd,0}$ on "nimellisen kuivumiskutistuman arvo" joka saadaan taulukosta tai kaavasta EC2, liite B2, vaihteluväli 0...0,62 %.

$$e_{cd,0} := 0.85 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{-0.6} \cdot b_{RH} \cdot \exp(-a_{ds1}) \cdot \exp(-a_{ds2})$$

$$a_{ds1} := 4$$

$$a_{ds2} := 0.12$$

jos sementtilaatu on N

$$b_{RH} := 1.55 \cdot \left(\frac{RH}{100\%} \right)^{-0.5}$$

k_h on kerroin, joka riippuu muunnetusta paksuudesta h_0 taulukon mukaisesti.

$b_{ds}(t, t_s)$ kuvaa kutistuman kehittymistä ajan funktiona (kaavassa laadut t [vrk] ja h_0 [mm])

$$b_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\frac{h_0^3}{\text{mm}^3}}}$$

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

Taulukko 3.2 Nimellisen kuivumiskutistuman arvoja $\epsilon_{cd,0}$ (%) betonille, jonka sementti on CEM-tyyppiä N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Suhteellinen kosteus (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Taulukko /9/

Taulukko 3.3 Kaavassa (3.9) olevan kertoimen k_h arvoja

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

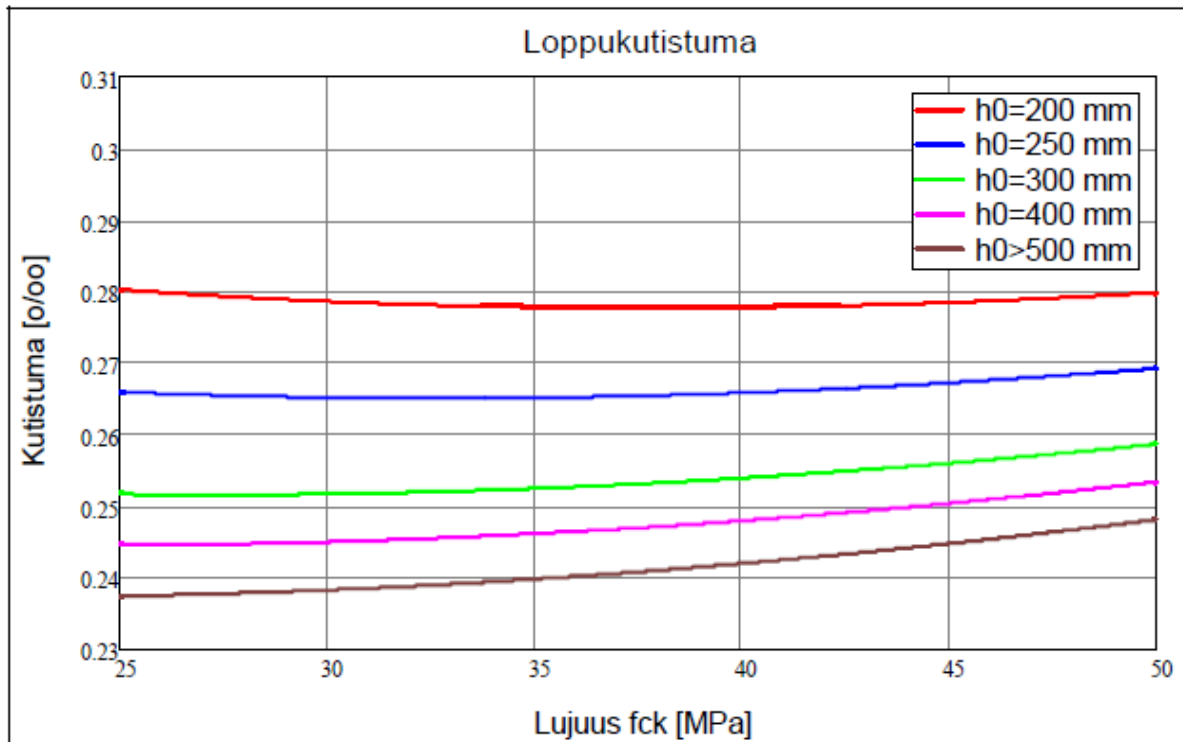
Taulukko /9/

Sisäinen kutistuma lasketaan kaavasta

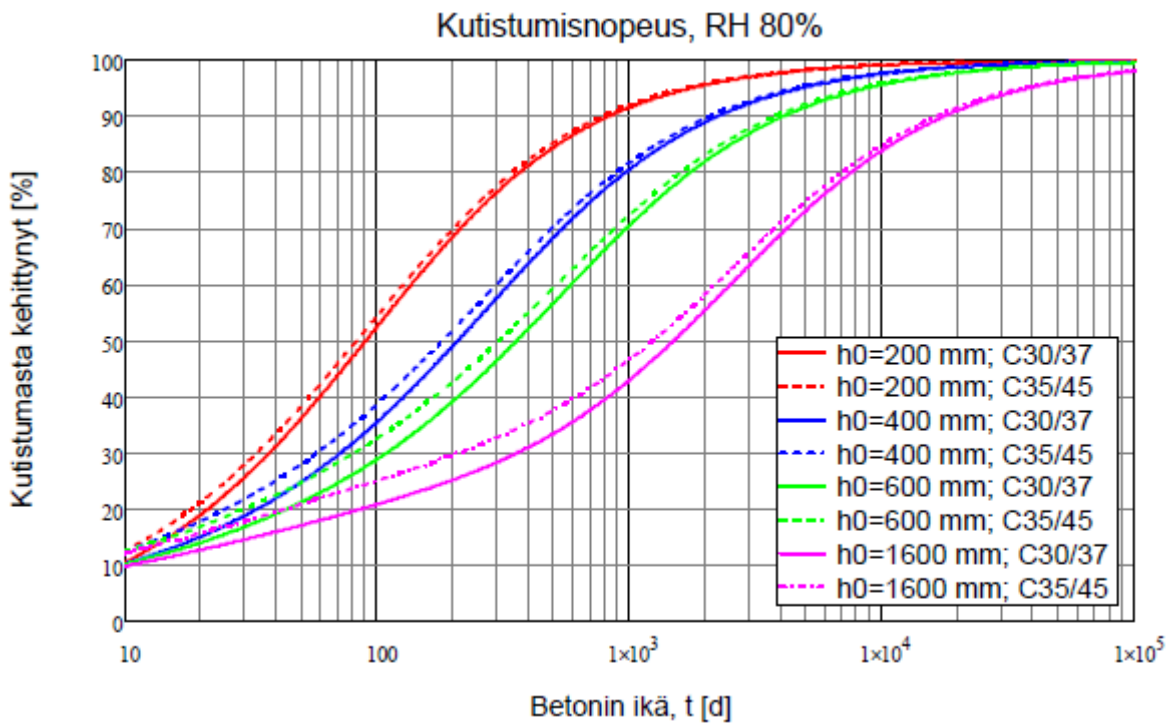
$$e_{ca}(t) := b_{as}(t) e_{ca,00} \quad \text{missä}$$

$$e_{ca,00} := 2,5 \times 10^{-6} \left(\frac{f_{ck}^{eff}}{f_{ck}} - 1 \right) \left(\frac{t}{d} \right)^{0,2} \quad \text{ja}$$

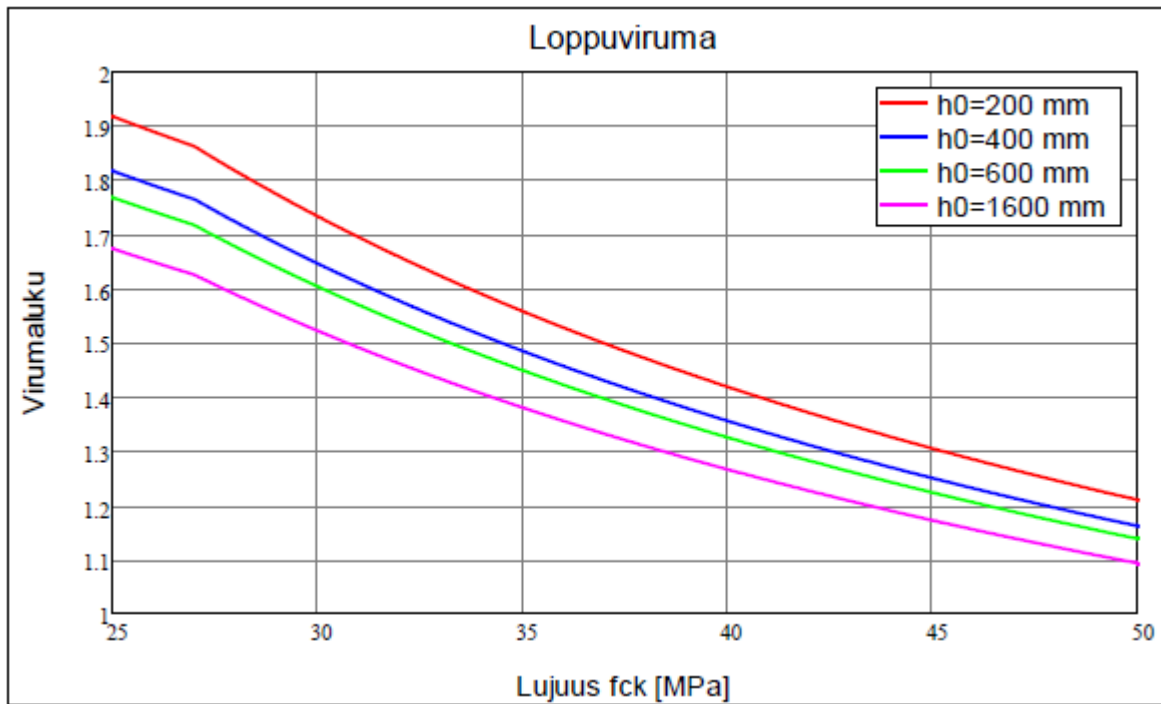
$$b_{as}(t) := 1 - \exp \left(-0,2 \times \sqrt{\frac{t}{d}} \right)$$



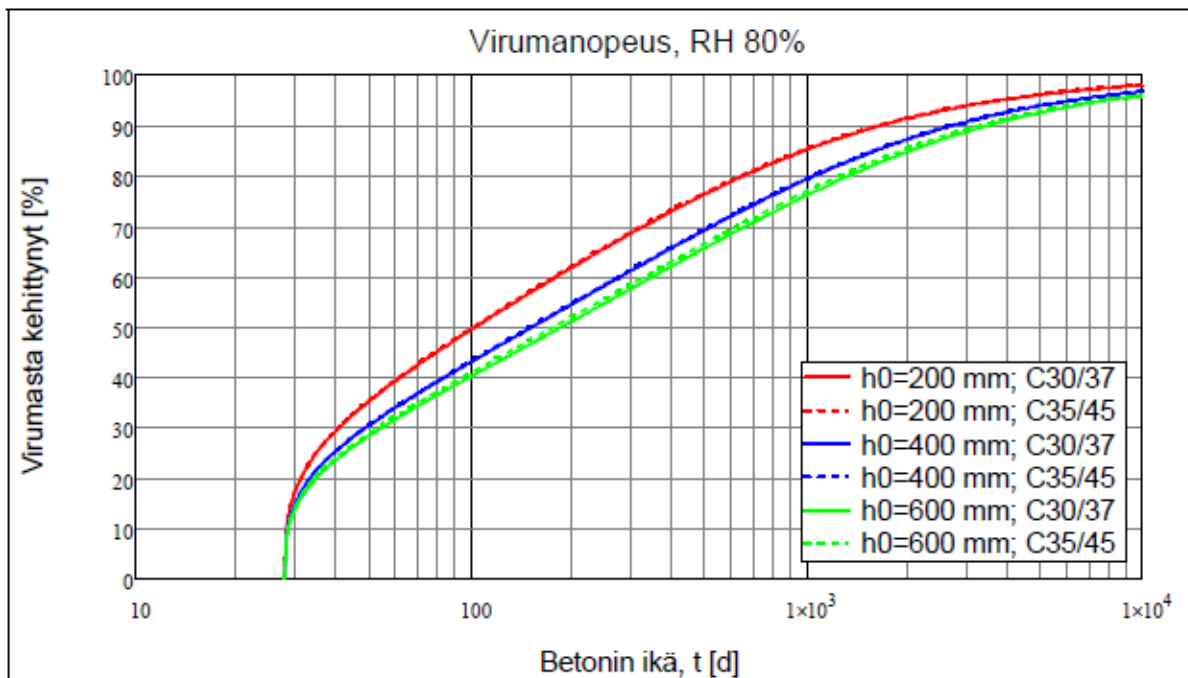
Kuva Kokonaiskutistuma muunnetun paksuuden arvoilla 200–500 mm, $t =$, RH=80 % , sementtityyppi N /22/



Kuva Betonin kutistumisen kehittyminen, RH=80%, sementtityyppi N /22/



Kuva Virumaluku muunnetun paksuuden arvoilla 200-1600 mm, $t =$, RH=80 %, sementtityyppi N /22/



Kuva Betonin virumisen kehittyminen, RH=80 %, sementtityyppi N /22/

3.3 Jänneteräkset

Betonirakenteiden rauditus voidaan muodostaa käyttämällä standardin prEN 10138, ETA-hyväksynnän tai varmennustodistuksen (ent. varmennettu käyttöseloste) mukaisia jänneteräksiä. Betonirakenteissa jänneteräksinä voidaan käyttää lankoja, tankoja ja punoksia.

Jänneteräksille esitetään vetolujuus f_{pk} , 0,1-raja $f_{p0,1}$. SFS-standardissa (SFS1265) määritelty 0,2%:n venymäraja. EC 2:ssa mitoitusperusteena 0,1%:n venymäraja 0,1- ja 0,2-rajan suhde on noin 0,94. Tavanomaisia jänneteräspunosten ominaisuuksia on esitetty taulukossa. Suunnittelussa voidaan olettaa jänneteräksille taulukon mukaiset ominaisuudet, ellei ETAhyväksynnän tai käyttöselosteen mukaisia tietoja ole saatavilla.

Taulukko Jänneteräkset /22/

Punostyyppi	D_n mm	A_p mm ²	Lujuusluokka $f_{p0,1k}/f_{pk}$ N/mm ²	E_p N/mm ²
Y186oS7 tai Y177oS7	15,7	150	1600/1860 tai 1520/1770	195 000
	15,3	140		

Jänneteräkset luokitellaan kolmeen relaksaatioluokkaan. Taulukossa on esitetty kunkin relaksaatioluokan kuvaus sekä jänneteräksen relaksaatiohavioiden mitoituslaskelmien perustana käytetty arvo ρ_{1000} , joka osoittaa jännittämisen jälkeen 1000 tunnin aikana tapahtuvaa relaksaatiohaviota (%) lämpötilan ollessa 20 ° C. Suunnittelussa voidaan olettaa käytettävien lankojen ja punosten kuuluvat relaksaatioluokkaan 2, ellei muuta tietoa ole saatavilla.

Taulukko Jänneterästen relaksaatioluokka /22/

Relaksaatioluokka	Kuvaus	ρ_{1000}
Luokka 1	lanka tai punos – tavanomainen relaksaatio	8 %
Luokka 2	lanka tai punos – pieni relaksaatio	2,5 %
Luokka 3	kuumavalssatut tai muokatut tangot	4 %

Jänneteräksillä tulee olla riittävä sitkeys standardin prEN 10138 mukaan. Jänneteräksillä voidaan katsoa olevan riittävä vetositkeys, jos $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq 1,1$.

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät jänneteräksen mitoitusarvot saadaan jänneteräksen 0,1-rajan sekä taulukossa esitettyjen jänneteräksen osavarmuuslukujen avulla.

Taulukko Jänneterästen osavarmuusluvut /22/

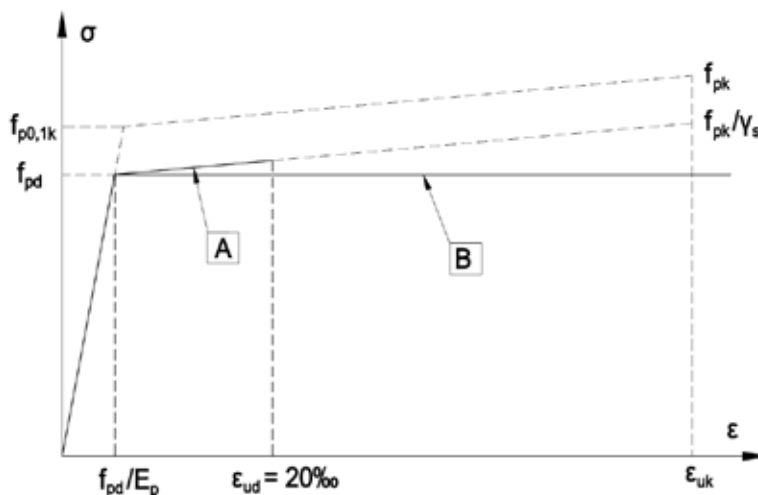
Jänneteräksen osavarmuusluvut γ_s	
Toteutusluokka 3	1,1
Toteutusluokka 2	1,15
Onnettomuustilanne	1,0
Palotilanne	1,0

Jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo f_{pd} määritellään kaavalla

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

missä

- $f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-raja
- γ_s on jänneteräksen osavarmuusluku Jänneteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion mallina voidaan käyttää jompaakumpaa seuraavista vaihtoehdoista:
 A) Nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan $\epsilon_{ud} = 20\text{‰}$ saakka
 B) Myötorajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa.



Kuva Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat /22/

Jänneteräksen keskimääräiseksi tiheydeksi oletetaan 7850 kg/m^3 . Ellei käyttöselosteessa ole toisin määritetty, voidaan lankojen ja tankojen kimmomoduulin arvoksi olettaa $E_p = 205 \text{ GPa}$ ja punosten kimmomoduulin arvoksi $E_p = 195 \text{ GPa}$.

4 Säilyvyys ja raudoituksen betonipeite

Eurokoodin luvussa 4 esitetään rakenteen säilyvyyden periaatteet.

- Rakenteen säilyvyyden mitoitus tehdään rasitusluokkien perusteella.
- Rasitusluokat määräytyvät ympäristöolosuhteiden perusteella, jossa vaikuttavina tekijöinä ovat:
 - ympäristön ja rakenteen kosteustila
 - ympäristön ja rakenteen lämpötila ϕ jäätymis-sulamisrasitus ja jään sulatusaineet
 - kloridien läsnäolo merivedestä tai muista lähteistä
 - muut kemialliset rasitukset
- Rasitusluokat asettavat vaatimuksia
 - betonin vähimmäislujuudelle
 - raudoituksen suojabetonikerrokselle
- Rasitusluokat määritellään standardissa EN 206-1

Suojabetonikerros

- Suojabetonikerros on raudoituksen pinnan ja betonipinnan välinen etäisyys.
- Betonipeitteen nimellisarvo (c_{nom}), joka esitetään rakennepiirustuksissa, on vähimmäisarvon (c_{min}) ja mittapoikkeaman (Δc_{dev}) summa
- $$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$
- Betonipeitteen vähimmäisarvolla c_{min} taataan:
 - tartuntavoimien siirtyminen
 - teräksen korroosiosuoja (ϕ säilyvyys)
 - riittävä palonkestävyys
- $c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$ missä
 - $c_{min,b}$ tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
 - $c_{min,dur}$ ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
 - $\Delta c_{dur,\gamma}$ lisävarmuustermi,
 - $\Delta c_{dur,st}$ betonipeitteen vähimmäisarvon pienennys ruostumattoman teräksen käytön takia
 - $\Delta c_{dur,add}$ betonipeitteen vähimmäisarvon pienennys lisäsuojauksen takia

Taulukko Rasitusluokat

Luokka	Kuvaus
Ei korroosiovaaraa tai rasituksia	
X0	Raudoittamaton betoni, kun ei ole merkittävää jäädytys-sulatusrasitusta, kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta Raudoitettu betoni hyvin kuivissa olosuhteissa
Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio	
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä
XC2	Märkä, harvoin kuiva
XC3	Kohtalaisen kostea
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat
Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio	
XD1	Kohtalaisen kostea
XD2	Märkä, harvoin kuiva
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat
Meriveden kloridien aiheuttama korroosio	
XS1	Kosketuksessa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksessa meriveteen
XS2	Pysyvästi veden alla
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä
Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä	
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi
Kemiallinen rasitus (XA-luokat)	

/15/

Tartunnan asettama vähimmäisarvo $c_{min,b}$

- Betoniteräksille sama kuin
 - tangon halkaisija
 - nipuilla nipun ekvivalenttihalkaisija.
- Jänneteräksille
 - 2,0 · punoksen tai langan halkaisija (FI)
 - 2,0 · kuviopintaisen langan halkaisija (FI)

HUOM !

$c_{min,b}$ riippuu tankopaksuudesta ja on siten erisuuri haoille ja päätangoille

=> käytännössä määräävä päätangon pintaan

$c_{min,dur}$ on sama haoille ja päätangoille

Betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,dur}$ on esitetty taulukossa 4.3N (FI) (kun suunniteltu käyttöikä on 50 vuotta).

Taulukko 4.3N (FI) Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset.

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm)								
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä ¹⁾	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25	C30/37	C35/45	C35/45	C35/45	C40/50	C35/45	C45/55
RakMK B4 1-rakenneluokka	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

/16/

Yhdensuuntaisten tankojen vapaaväli

erillisille tangoille

$$a_{min} = maks[f ; (d_g + 3mm); 20mm]$$

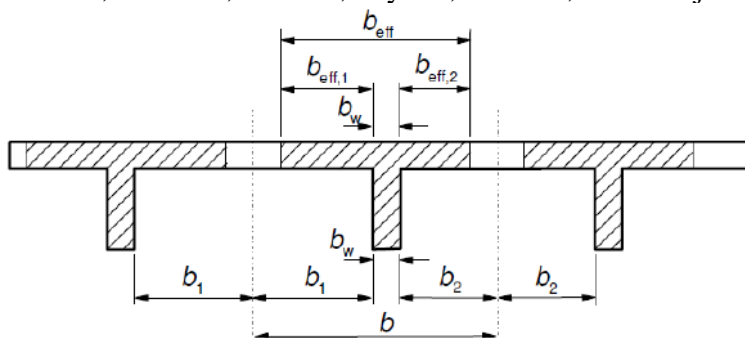
nipuille

$$a_{min} = maks[f \sqrt{n} ; (d_g + 3mm); 20mm]$$

5 Rakenteen mallintaminen

/22/

Rakenteeseen kuuluvat rakenneosat luokitetaan niiden tyyppin ja toiminnan mukaan palkeiksi, pilareiksi, laatoiksi, seiniksi, levyiksi, kaariksi, kuoriksi jne.



Kuva Rakenteen toimiva leveys /22/

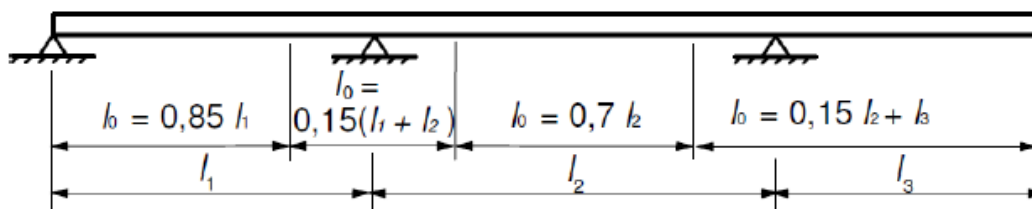
Toimiva leveys saadaan kaavalla:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \leq b_i$$

missä

- b_w on palkin uuman leveys laipan alapinnan korkeudella
- b_i on laipan todellinen leveys
- $b_{\text{eff},i}$ on laipan toimiva leveys
-



Kuva Momentin nollakohtien väli toimivan leveyden määrittämisessä /22/

Toimiva leveys on riippuvainen momentin nollakohtien valisesta mitasta l_0 , jolle voidaan käyttää kuvan mukaisia arvioita. Käytettäessä kuvan mukaisia arvoja ulokkeen pituuden l_3 tulee olla korkeintaan puolet viereisen janteen mitasta ja vierekkäisten jännemittojen suhteen on oltava välillä $2/3 \dots 1,5$.

Rakennesosan tehollinen jännemitta, l_{eff} , lasketaan seuraavasti:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \text{ missä}$$

l_n on tukipintojen välinen vapaa väli, mittojen a_1 ja a_2 arvot jänteen kummassakin päässä ja t on tukena toimivan rakennesosan leveys.

Laskettua tukimomentin mitoitusarvoa pienentää määrällä ΔM_{Ed} seuraavasti:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8 \text{ missä}$$

$F_{Ed,sup}$ on tukireaktion mitoitusarvo ja

t on tuen leveys jänteen suunnassa

Rakennesien analysointi

Rakennesosat voidaan analysoida kimmoteorian perusteella sekä käyttörajatiloissa että murtorajatiloissa. Momenttien uudelleen jakautumisen vaikutus kaikkiin mitoittamiseen liittyviin seikkoihin tulee ottaa huomioon.

Methods to analyse structures

5.5 Linear elastic analysis with limited redistribution

1. Valid for $0,5 \leq l_1 / l_2 \leq 2,0$

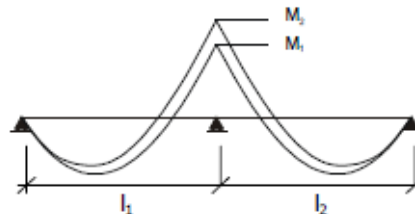
2. Ratio of redistribution δ , with

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \text{ for } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$$\delta \geq k_5 \text{ for reinforcement class B or C}$$

$$\delta \geq k_6 \text{ for reinforcement class A}$$



Kuva Momenttien uudelleenjakautuminen /14/

Jatkuvien palkkien ja laattojen momentit voidaan jakaa uudelleen kiertymissykyä erikseen tarkistamatta rakenteissa joihin vaikuttaa ensisijaisesti taivutuskuormitus ja joiden peräkkäisten jännemittojen suhde on välillä 0,5...2 jos

$$\delta \geq 0,44 + 1,1x_u / d \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$$

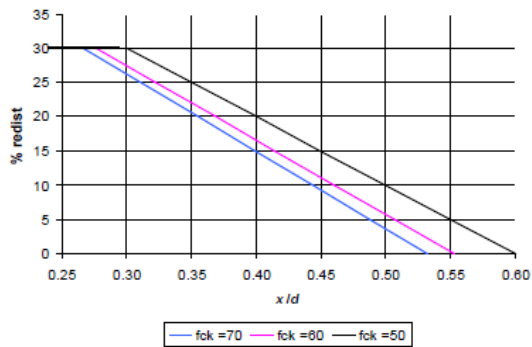
Taulukko Suhteellisen momentin μ_d :n arvot hyödynnettäessä uudelleen jakautumista (sitkeys-luokka B tai C) /15/

% uudelleen jakautuminen	δ (uudelleen jakautumisen suhde)	μ_d
0	1,00	0,324
10	0,90	0,278
15	0,85	0,254
20	0,80	0,228
25	0,75	0,200
30	0,70	0,171

Taulukko 4 Suhde z/d suorakulmaisille poikkileikkauksille

μ	z/d	μ	z/d
0,07	0,964	0,15	0,919
0,08	0,958	0,16	0,913
0,09	0,953	0,17	0,906
0,10	0,947	0,18	0,900
0,11	0,942	0,19	0,894
0,12	0,932		
0,13	0,930		
0,14	0,925		

Redistribution limits for Class B & C steel



Kuva Momenttien uudelleenjautumisen rajat terästen sitkeyden mukaan /14/

Plastisuusteorian mukaiseen analyysiin perustuvia menetelmiä tulee käyttää vain murtorajatilojen tarkistamiseen. Määräävien poikkileikkausten sitkeyden tulee olla riittävä tarkasteltavien mekanismien muodostumisen kannalta. Sitkeysvaatimuksen voidaan katsoa toteutuvan asiaa erikseen osoittamatta, jos vetoraudoitusta on enintään niin paljon, että jokaisessa poikkileikkauksessa $x_u/d \leq 0,25$ kun betonin lujuusluokka on $\leq C50/60$ ja $x_u/d \leq 0,15$ kun betonin lujuusluokka on $\geq C55/67$, betoniteräkset kuuluvat sitkeydeltään luokkaan B tai C ja tukimomentin suhde kenttämomenttiin on jokaisessa jänteessä välillä 0,5...2. Muita Eurokoodi SFS-EN1992-1-1 esittelemiä analysointimenetelmiä on mm ristikkomenetelmä ja epälineaarinen analyysi.

6 Murtorajatilat

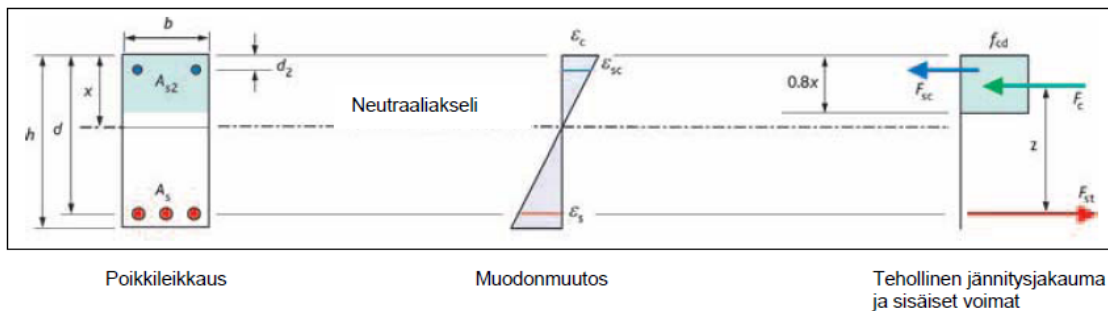
Luvussa 5 esitetään murtorajatilamitoituksen perusteet. Sieltä löytyy ohjeet mm mitoitus taivutukselle, leikkaukselle ja väännölle.

6.1 Palkit ja laatat

6.11 Mitoitus taivutukselle

Määritettäessä teräsbetoni- tai jännebetonipoikkileikkausten taivutuskestävyyttä murtorajatilassa tehdään mm seuraavat oletukset:

- poikkileikkaustasot säilyvät tasoina
- tartunnallisen raudoituksen ja tartunnallisten jänteiden muodonmuutos on vedossa ja puristuksessa sama kuin ympäröivän betonin muodonmuutos
- betonin vetolujuutta ei oteta huomioon
- betonin puristusjännitykset määritetään mitoitusikäisen jännityksen ja muodonmuutoksen välisen yhteyden perusteella
- raudoituksen ja jänneterästen jännitykset määritetään mitoitusyhteyksistä



Kuva 3 Yksinkertaistettu suorakaiteen muotoinen tehollinen jännitysjaakauma eurokoodin EN 1992-1-1 mukaisesti, kun betonin lujuusluokka on korkeintaan C50/60.

Kuva /15/

Vetoraudoitetut palkit ja laatat

$$f_{cd} := a_{cc} \times \frac{f_{ck}}{g_c}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{g_s}$$

$$E_s := 200 \times 10^3 \times \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$F_c := \frac{\alpha}{\beta} \times \frac{f_{ck}}{1.5} \times b \times (0.8 \times x) = 0.8 \times f_{cd} \times b \times x$$

$$F_{st} := A_s \times \frac{f_{yk}}{1.15} = A_s \times f_{yd}$$

Momentti vetoresultantin suhteen

$$z := d - 0.4 \times x$$

$$x := 2.5 \times (d - z)$$

$$y := 0.8 \times x$$

$$M_d := F_c \times z$$

$$M_d := f_{cd} \times b \times 0.8 \times 2.5 \times (d - z) \times z$$

$$M_d := 2 \times f_{cd} \times b \times z \times d - f_{cd} \times b \times z^2 \times \frac{2}{\beta}$$

Suhteellinen momentti

$$m := \frac{M_d}{f_{cd} \times b \times d^2}$$

$$2 \times \frac{z}{d} \times \frac{z}{d} - \frac{z}{d} \times \frac{z}{d} + m = 0$$

$$\frac{z}{d} \times \frac{z}{d} - \frac{z}{d} \times \frac{z}{d} + 0.5 \times m = 0$$

$$\frac{z}{d} = \frac{(1 + \sqrt{1 - 2 \times m})}{2}$$

Sisäinen voimanvarsi z

$$z := d \times \frac{1 + (\sqrt{1 - 2 \times m})}{2}$$

Ratkaistaan tarvittava vetoraudoitus

$$A_s := \frac{M_d}{f_{yd} \times z}$$

Ylirauhoittamisen eli puristumismurtumisen estämiseksi neutraaliakselin korkeutta ja siten puristuspuunnan korkeutta rajoitetaan. Vastaava rajoittavan suhteellisen momentin arvo

μ_b lasketaan seuraavasti.

Betonin puristuma

$$e_{cu3} := 0.0035$$

Teräksen venymä

$$e_s := \frac{500}{200 \times 10^3} = 2.5 \cdot 10^{-3}$$

Kuvasta

$$x := \frac{(0.0035 \times d)}{(0.0035 + 0.0025)} = 0.583 \times d$$

$$z := d - 0.4 \times x \quad z := 0.767 \times d$$

$$M_u := f_{cd} \times b \times 0.8 \times 2.5 \times (d - z) \times x = 0.358 \times f_{cd} \times b \times d^2$$

Tasapainorauhoitustilaa vastaava suhteellinen momentti m_b

$$m_b := 0.358$$

Tasapainorauhoitustilaa vastaava puristuspuunnan suhteellinen korkeus β_b

$$e_{cu} := 0.0035 \quad e_{s1} := \frac{f_{yk}}{E_s}$$

$$e_s := \frac{d - x}{x} \times e_{cu} = \frac{l - b}{b} \times e_{cu} + e_{s1}$$

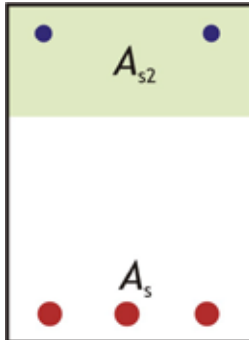
$$b \times \frac{(l \times e_{cu})}{e_{cu} + e_{s1}}$$

$$b_b := \frac{(0.8 \times e_{cu})}{(e_{cu} + e_{s1})} = 0.467$$

Toisaalta

$$m_b := b_b \times \frac{\alpha}{\epsilon} - \frac{b_b \times \delta}{2 \times \delta} = 0.358$$

6.12 Puristusraudoitetut palkit



Kuva Puristusraudoitettu poikkileikkaus /13/

Useimmat käytännön palkit ovat vetorausoitettuja. Joissakin tapauksissa joudutaan käyttämään puristusrautoja:

- Lisäämään poikkileikkauskestävyyttä, kun poikkileikkauksen mitat ovat rajoitetut $\mu > \mu_b$
- Vähentämään pitkäaikaisia muodonmuutoksia
- Vähentämään murtorajatilan kaarevuuksia

$$z := \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2m})$$

$$A_{s2} := \frac{(m - m_b) \sigma_{cd} b d^2}{\sigma_{sc} (d - d_2)}$$

$$\sigma_{sc} := 700 \text{ MPa} \frac{\epsilon(x - d_2)}{\epsilon_x} \leq f_{yd}$$

$$A_s := \frac{m_b \sigma_{cd} b d^2}{f_{yd} z} + A_{s2}$$

Lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi momenttien jakautuessa rajallisesti uudelleen

$$m_H := \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{\sigma_c \cdot b \cdot 0.8 \cdot f_{cd} \cdot \xi}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.8 \cdot \frac{z}{d^2}$$

$$k_1 := 0.44 \quad k_2 := 1.1 \quad f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$d := k_1 + k_2 \cdot \frac{x}{d} \quad k_5 := 1 \quad \text{kun käytetään luokan B tai C raudoitusta ks lisää NA}$$

$$k_6 := 1 \quad \text{kun käytetään luokan A raudoitusta ks lisää NA}$$

$$x := d \cdot \frac{(d - 0.44)}{1.1}$$

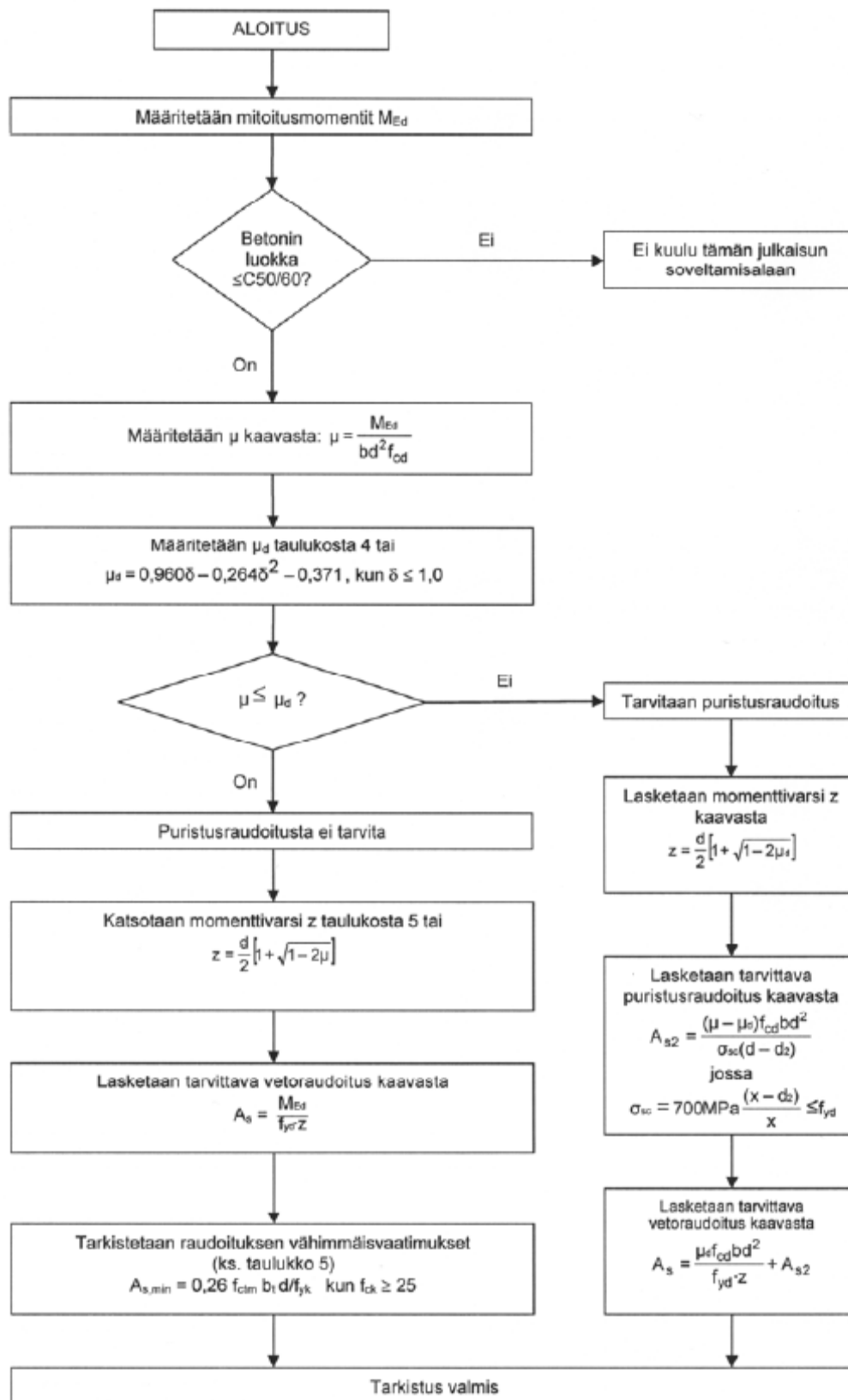
$$z := d - \frac{x}{2} = \frac{\xi}{\epsilon} - \frac{[d \cdot (d - 0.44)] \cdot \xi}{2 \cdot 1.1 \cdot \xi}$$

$$m_H := \frac{\frac{0.8 \cdot \xi}{\epsilon} \cdot \frac{\xi}{\epsilon} \cdot \frac{(d - 0.44)}{1.1} \cdot \xi - \frac{\xi [d \cdot (d - 0.44)] \cdot \xi}{2 \cdot 1.1 \cdot \xi}}{d^2}$$

$$m_H := \frac{\frac{0.8 \cdot d \cdot d - 0.32 \cdot d}{1.1} \cdot \frac{\xi}{\epsilon} \cdot \frac{\xi}{\epsilon} - \frac{(d - 0.44) \cdot \xi}{2 \cdot 1.1 \cdot \xi}}{d^2}$$

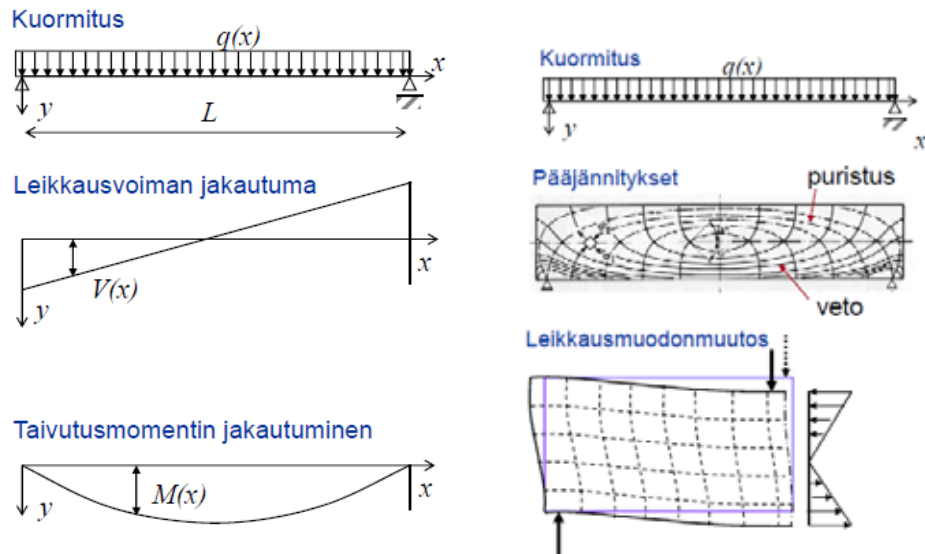
$$m_H := 0.859 \cdot d - 0.331 \cdot d^2 - 0.344 + 0.132 \cdot d$$

$$m_H := (0.727 \cdot d - 0.291) \cdot 1.182 - 0.455 \cdot d$$



Kuva Taivutusraudoituksen määrittäminen /15/

6.13 Leikkaus



Kuva Leikkausvoimaa esiintyy taivutusrasitetuissa palkeissa yleensä aina taivutusmomentin kanssa /13/

Alueet, joissa $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ varustetaan riittävällä leikkausraudoituksella, jotta $V_{Ed} \leq V_{Rd}$. Kun leikkausraudoitusta ei tarvita leikkausvoiman mitoitusarvon laskennan perusteella, käytetään kuitenkin vähimmäisleikkausraudoitusta. Päävetoraudoitus mitoitetaan siten, että se pystyy kestäämään leikkauksen aiheuttaman lisävetovoiman. Pääasiassa tasaisesti jakautuneen kuorman kuormittamien rakenneosien leikkausvoiman mitoitusarvoa ei tarvitse tarkastella mitta d lähempänä tuen reunasta. Mahdollisesti tarvittava leikkausraudoitus jatketaan tuelle. Lisäksi mitoitettaessa todetaan, että tuella vaikuttava leikkausvoima ei ylitä kestävyyttä $V_{Rd,max}$.

6.14 Leikkausraudoittamattomat rakenteet

Leikkauskestävyyden $V_{Rd,c}$ mitoitusarvo lasketaan kaavasta

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

vähimmäisarvon ollessa

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

ja maksimiarvon ollessa

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v_{f_{cd}}$$

missä

f_{ck}

on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28

vuorokaudenikäisenä yksikkönä Mpa

missä poikkileikkauksen tehollinen korkeus d on millimetreinä

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2$$

$$r_l := \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$$

b_w

on poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella [mm]

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]}$$

N_{Ed}

on kuormituksesta tai jännevoimasta aiheutuva poikkileikkauksen normaalivoima [N] ($N_{Ed} > 0$ puristuksessa). Pakkosiirtymätilan vaikutusta normaalivoimaan N_{Ed} ei tarvitse ottaa huomioon on betonipoikkileikkauksen pinta-ala [mm²]

A_c

$C_{Rd,c}$

$0,18/\gamma_c$,

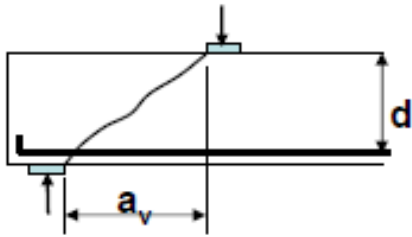
lujuuskerroin

k_1

0.15

puristavan voiman vaikutus

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$



Suoraan tuettu palkki /14/

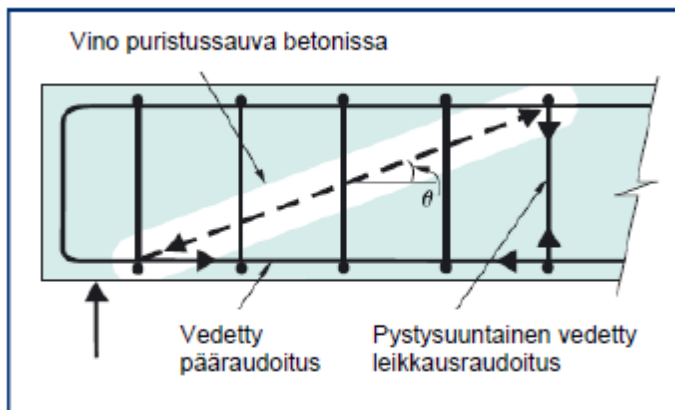
Rakenneosissa, joihin kuorma vaikuttaa yläreunaan etäisyydellä $0,5d \leq a_v \leq 2d$ tuen reunasta voidaan tämän kuorman osuus leikkausvoimaan V_{Ed} kertoa suhteella $\beta = a_v/2d$. Ilman kertoimella β pienentämistä lasketun leikkausvoiman V_{Ed} edellytetään kuitenkin aina täyttävän ehdon

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd}$$

missä v on leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin.

$$v := 0,6 \frac{\sigma_c}{e} - \frac{f_{ck} \cdot \sigma_c}{250 \cdot \sigma_c}$$

6.15 Leikkausraudoitetut rakenteet



Kuva Leikkausraudoitettujen rakenneosien mitoitus perustuu ristikkomalliin /15/

Kulman θ arvo valitaan annettujen rajojen väliltä.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

Kun rakenneosassa on vertikaalinen leikkausraudoitus, leikkauskestävyys V_{Rd} on pienempi kaavoista saatavista arvoista:

$$V_{Rds} := \frac{\alpha_{sw} A_{sw}}{s} f_{ywd} \cot \theta$$

$$V_{Rdmax} := \alpha_{cw} b_w \frac{n_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)}$$

A_{sw}

on leikkausraudoituksen poikkileikkausala

s

on hakojen jakoväli

f_{ywd}

on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo

v_1

$$n_1 := 0,6 - \frac{f_{ck} - 25}{250}$$

on leikkausvoiman vaikutuksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin

Jos leikkausraudoituksen mitoitusjännitys on alle 80 % myötölujuuden ominaisarvosta f_{yk} , voidaan lujuuden pienennyskerroinelle v_1 käyttää arvoja:

$$v_1 = 0,6 \text{ kun } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \text{ kun } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa}$$

α_{cw}

on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon poikkileikkauksen puristusjännitystilän vaikutus.

Kertoimen α_{cw} suositusarvo on seuraava:

1 jännittämättömissä rakenteissa

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \text{ kun } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \text{ kun } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

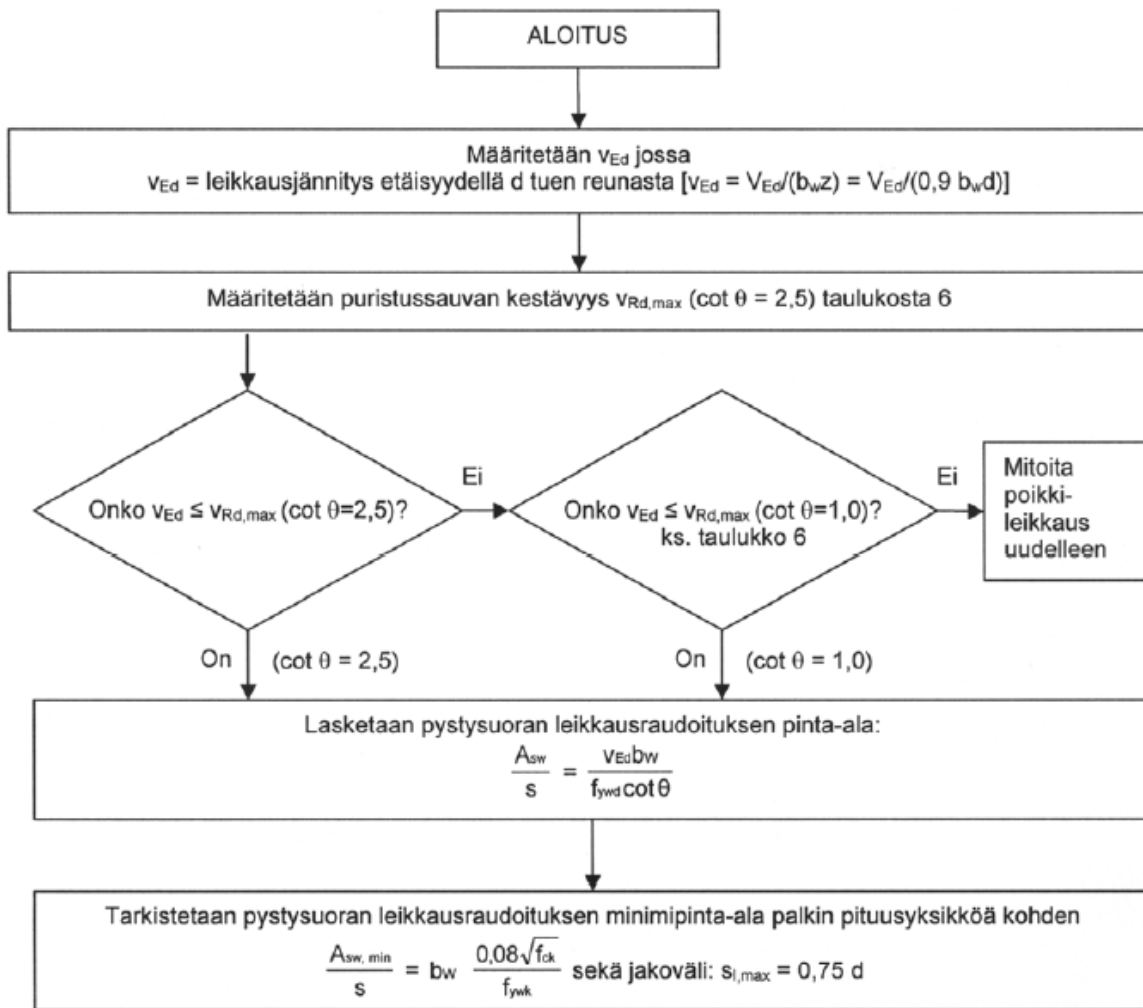
$$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \text{ kun } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$$

missä σ_{cp} on betonissa vallitsevan normaalivoiman mitoitusarvon aiheuttama keskimääräinen jännitys, puristus positiivisena

Leikkausvoimasta V_{Ed} pääraudoitukseen aiheutuva lisävetovoima ΔF_{td} voidaan laskea kaavasta

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot\theta - \cot\alpha)$$

Vetovoimalle $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ käytetään enintään arvoa $M_{Ed,max}/z$, missä $M_{Ed,max}$ on palkin maksimimomentti

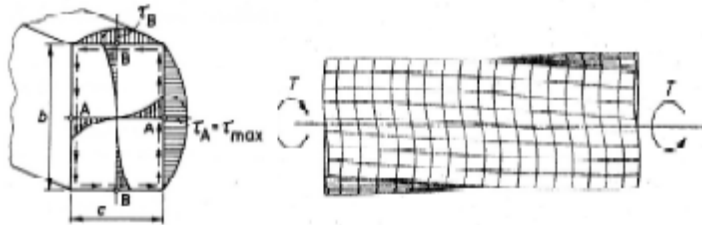


Kuva 5 Pystysuoran leikkausraudoituksen määrittäminen

/15/

6.16 Vääntö

Vääntöä esiintyy mm. epäkeskisesti kuormitetuissa kotelopoikkileikkauksissa (sillat), epäkeskisesti kuormitetuissa laippapalkeissa, arinapalkistoissa ja laataston reunapalkeissa.

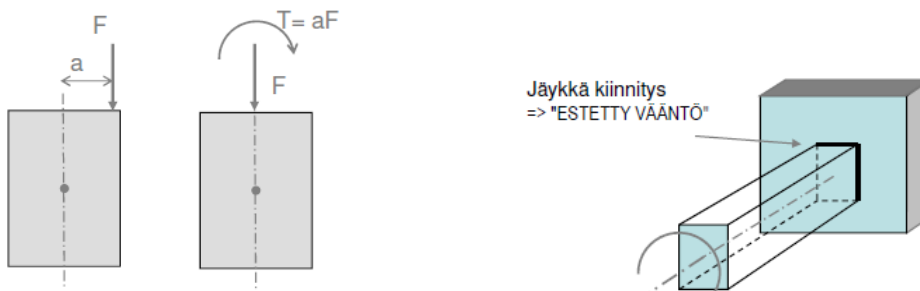


Kuva 2 Suorakulmiosauvan poikkileikkauksen vääntöjännityskenttä

Lähde: Outinen, Koski,
Salmi: Lujuusoppi

Kuva /13/

Vääntörasitus aiheuttaa rakenteeseen leikkausrasituksia ja muodonmuutoksia. Rakenteen poikkileikkaustasot eivät pysy tasoina, vaan tapahtuu ns. poikkipintapainumaa. Suorakaidepoikkileikkauksessa leikkausrasitus kasvaa poikkileikkauksen keskeltä reunoihin ja on suurimmillaan pitkien sivujen keskikohdalla. Pääjännitykset muodostavat spiraalimaisen kierteen sauvan ympäri. Raudoitettuun poikkileikkaukseen muodostuu spiraalimainen halkeilukuvio.



Kuva /13/

Vääntökeskiö on poikkileikkauksen piste, jonka ympäri poikkileikkaus kiertyy vääntörasituksessa. Sen kautta kulkevat voimat eivät aiheuta sauvaan vääntöä.

Vapaa vääntö

Väännön vaikutuksesta poikkileikkauksessa tapahtuu ns. ”poikkipintapainuma”. Jos tämä voi tapahtua vapaasti on kyseessä ”vapaa vääntö”. Teräsbetonirakenteiden laskennassa oletetaan, että kyseessä vapaa vääntö.

Estetty vääntö

Jos ”poikkipintapainuma” on osittain tai kokonaan estetty on kyseessä ”estetty vääntö”. Se on paikallinen ilmiö ja tärkeä avoimissa teräsprofiileissa.

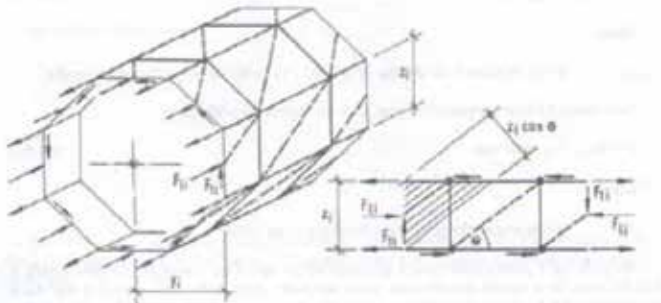
Tasapainottava vääntö

Rakenteen tasapaino edellyttää vääntömomentin kehittymistä. Rakenne on mitoitettava väännölle. Esiintyy mm. ulokkeissa, elementtipalkeissa asennuksen aikana.

Yhteensopivuusvääntö

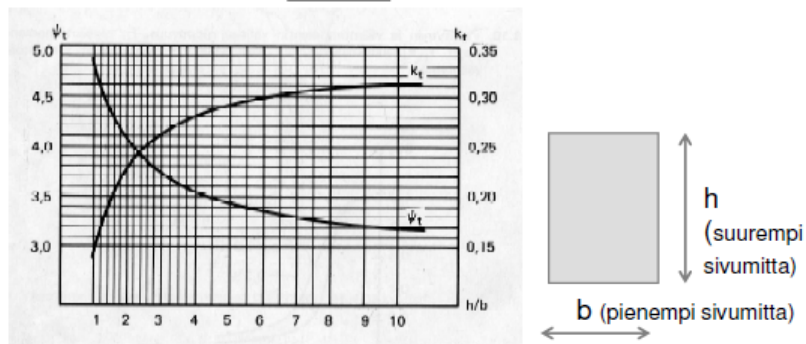
Vääntö kehittyy rakenteen muodonmuutoksista. Tasapaino ei edellytä vääntömomentin kehittymistä. Ei tarvitse ottaa huomioon MRT:ssa, jos rakenteella riittävä muodonmuutoskyky. Rasitus häviää, kun betoni halkeilee Esiintyy mm. laatasten reunapalkeissa ja arinapalkistossa.

The shear reinforcement in any wall can now be designed like a beam using the variable angle truss analogy, with $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$



Kuva /14/

Vääntöraudoittamaton rakenne



Kuva St Venantin väännön kerroin /13/

6.17 Vääntöraudoittamaton rakenne

Vääntökestävyyden määrää betonin vetolujuuden ylittyminen.

Kestävyys lasketaan kaavalla

$$T_{Rd,c} := 0.85 \cdot f_{ctd} \cdot W_T$$

missä vääntövastus lasketaan kaavalla

$$W_T := \frac{b^2 \cdot h}{y_T}$$

Kerroin Ψ_t riippuu poikkileikkauksen mitoista ja on suorakaidepoikkileikkaukselle välillä 3...5.

Vääntöraudoitettu rakenne

Väännön edellyttämä pääraudoituksen poikkileikkausala voidaan laskea kaavasta

$$A_{sl} := \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yld}} \cdot u_k \cdot \cot(\theta)$$

Tämä rautamäärä jaetaan tasan palkin jokaiseen nurkkaan.

T_{Ed} on vääntömomentin mitoitusarvo

A_k on toisiinsa liittyvien seinämien keskiviivojen rajoittama ala, ontelon poikkileikkausala mukaan luettuna.

$$A_k := b_0 \cdot h_0$$

$t_{ef,i}$ on seinämän tehollinen paksuus. Sille voidaan käyttää arvoa A/u , mutta vähintään arvoa, joka on reunan ja pääraudoituksen painopisteen välinen etäisyys kaksinkertaisena. Kotelopoikkileikkauksissa todellinen paksuus on yläraja.

$$t_{ef} := \max\left\{ \frac{A}{u}, \frac{A}{2 \cdot d_2}, \frac{A}{u} \cdot \frac{\sigma}{\sigma_c} \right\}$$

A on ulkopiirin rajaaman poikkileikkauksen kokonaisala, ontelon pinta-ala mukaan luettuna

u on poikkileikkauksen piirin pituus

u_k on alueen A_k piirin pituus

f_{yd} on pääraudoituksen A_{sl} myötölujuuden mitoitusarvo

θ on puristussauvojen kaltevuuskulma $18^\circ < \theta < 45^\circ$

Vääntöraudoitetun rakenteen hakaraidoitus

$$A_{sw} = \frac{T_{Ed}}{2 \times A_k \times f_{yld}} \times \tan(\alpha)$$

A_{sw} haan poikkipinta-ala
s hakaväli

Vääntökestävyyden yläraja

$$T_{Rd,max} := n \times c_d \times A_k \times f_{ef} \times \sin(2 \times \alpha) \quad \text{missä}$$

$$n := 0.6 \times C_1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{MPa}} \leq 1.0$$

Laskentamallin toiminta edellyttää, että kulma α on välillä $30^\circ \dots 60^\circ$.

Väännön ja leikkauksen yhteisvaikutus

Vääntömomentti ei esiinny yleensä yksinään vaan yhdessä leikkausvoiman ja/tai taivutusmomentin kanssa. Laskentamalleissa yleensä oletetaan, että kaikki rasiustyyppit eivät esiinny samassa poikkileikkauksessa mitoittavina suureina vaan vain kaksi yhdessä. Yksinkertaisessa mitoitusmenettelyssä lasketaan kaikkien rasiusten vaatima raidoitus ja sijoitetaan ne kaikki rakenteeseen. Betonin puristuskestävyys tarkistetaan leikkauksen ja väännön yhteisvaikutuksesta ja taivutuksen ja väännön yhteisvaikutuksesta.

Väännön ja leikkauksen kuormittaman rakenneosan kestävyiden yläraja määräytyy betonisten puristuskaistojen kestävyiden perusteella. Jotta suurinta kestävyttä ei ylitetä, vaaditaan, että seuraava yhteisvaikutusehto on voimassa:

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0$$

Lähes suorakaiteen muotoisissa umpipoikkileikkauksissa tarvitaan vain vähimmäisraidoitus, mikäli seuraava ehto toteutuu:

$$T_{Ed}/T_{Rd,c} + V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1,0$$

Puristuskestävyyden tarkistus vääntömomentin ja taivutusmomentin yhteisvaikutuksessa voidaan tehdä julkaisun By 210 yhtälöillä.

6.18 Vähimmäisraudoitukset

Vähimmäisraudoituksista on annettu luvussa 9 mm seuraavia ohjeita:

Palkit

Palkkien pääraudoituksen vähimmäisalana käytetään arvoa

$$A_{s\min} := 0,26 \times \frac{\alpha_{ctm} \cdot \sigma}{e \cdot f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

mutta vähintään $0,0013 b_t d$, missä

b_t tarkoittaa vetopuolen keskimääräistä leveyttä
 f_{ctm} määritetään asianomaisen lujuusluokan perusteella

Palkkien enimmäisraudoituksen arvo $A_{s,max}$ on $0,04 A_c$.

Palkkien leikkausraudoituksen vähimmäisalana käytetään

$$A_{sw\min} := \frac{(0,08 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w)}{f_{yk}}$$

Pilarit

Pääraudoituksen kokonaismääräksi valitaan vähintään

$$A_{s\min} := \max\left\{0,1 \times \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, 0,002 \times A_c\right\}$$

Pilarien enimmäisraudoituksen arvo $A_{s,max}$ on

$$A_{s,max} := 0,06 \times A_c$$

Ks lisää Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1 luku 9

6.19 Käyttörajatilat

Eurokoodin SFS 1992-1-1 luvussa 7 käsitellään yleisiä käyttörajatiloja. Näitä ovat jännitysten rajoittaminen, halkeamaleveyden rajoittaminen ja taipuman rajoittaminen. Käyttörajatilassa rajoitetaan betonin jännityksiä ja raudoituksen jännityksiä.

Betonin puristusjännityksiä rajoitetaan jännityksen suuntaisen halkeilun, mikrohalkeilun ja viruman rajoittamiseksi.

Raudoituksen vetojännityksiä rajoitetaan raudoituksen epälineaarisen venymisen, betonin haitallisen halkeilun ja rakenteen haitallisen taipumisen estämiseksi.

Jännityksen suuntainen halkeilu voi heikentää rakenteen säilyvyyttä. Rasitusluokissa XD, XF ja XS ominaiskuormien yhdistelmän mukainen jännitys rajoitetaan arvoon $0,6 f_{ck}$. Vaihtoehtoisesti voidaan lisätä betonipeitepaksuutta tai käyttää halkeilun estävää poikittaisraudoitusta

Viruminen on lineaarista, kun betonin jännitys pitkäaikaiskuormilla on $\leq 0,45 f_{ck}$. Suuremmilla jännitystasoilla viruma kasvaa voimakkaasti ja se pitää ottaa laskelmissa erikseen huomioon.

Halkeilu tai taipuminen, joka ei ole ulkonäön kannalta hyväksyttävä, katsotaan Eurokoodissa vältetyksi, jos raudoituksen vetojännitys ominaiskuormien yhdistelmällä $\leq 0,6 f_{yk}$ (FI), pakkomuodonmuutosten tai pakkosiirtymien aiheuttama vetojännitys $\leq 0,8 f_{yk}$ (FI) ja jänneterästen keskimääräinen jännitys $\leq 0,6 f_{pk}$ (FI).

Ellei tarkempi laskenta osoita pienemmän alan olevan riittävä, vaadittava raudoituksen vähimmäispinta-ala voidaan laskea seuraavasti:

$$A_s := \frac{(k_c \cdot \sigma_{ct,eff} \cdot A_{ct})}{s_s}$$

ks Eurokoodi 7.3.2

Suomalainen Eurokoodin Suunnitteluohje By 60 suosittelee aina halkeamaleveyden laskemista.

6.191 Laskennallinen halkeamaleveys

Taulukko 7.1N (FI) Raja-arvon w_{max} arvot (mm)

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4 XD1, XS1	0,3	0,2 ²
XD2, XD3 XS2, XS3,	0,2 (0,3 EC2)	Vetojännityksetön tila
<p>HUOM. 1 Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu kelvollisen ulkonäön takaamiseksi. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.</p> <p>HUOM. 2 Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännitystä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.</p>		

Laskennallinen halkeamaleveys w_k rajoitetaan arvoon w_{max} , joka määräytyy rakenteen rasitusluokan ja aiotun toiminnan perusteella. / 16/

Halkeamaleveys w_k lasketaan kaavasta:

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

missä

$s_{r,max}$

ϵ_{sm}

on suurin halkeamaväli

on keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä kyseisen kuormayhdistelmän vallitessa, mukaan luettuna pakkosiirtymien ja pakkomuodonmuutosten vaikutus ja ottamalla huomioon betonin vetojäykistysvaikutukset. Vain betonin nollavenymätilan ylittävä lisävenymä samalla korkeustasolla otetaan huomioon

ϵ_{cm}

on keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} := \max \left(\frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \frac{\sigma_s}{E_s} \frac{1}{\rho_{p,eff}} \frac{A_{p'}}{A_{c,eff}}, \frac{\sigma_s}{E_s} \frac{1}{\rho_{p,eff}} \frac{A_{p'}}{A_{c,eff}} \right)$$

σ_s

on vetoraudoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen. Tartuntajännerakennosilla σ_s voidaan korvata jänneterästen samalla korkeustasolla syntyvällä jännityksen muutoksella $\Delta\sigma_p$ betonin nollavenymätilaan verrattuna

α_e

on suhde E_s/E_{cm}

$\rho_{p,eff}$

$(A_s + \xi_1^2 A_{p'})/A_{c,eff}$

$A_{p'}$

on tartunta- tai ankkurijänteiden ala poikkileikkauksen osapinnalla $A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$

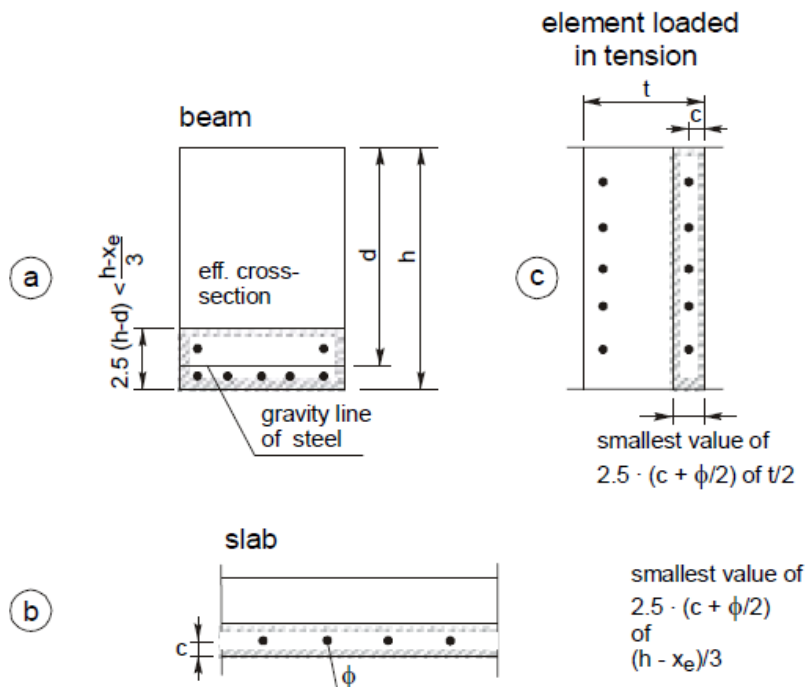
on betoniteräksiä tai jänneteräksiä ympäröivän, vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala, kun alueen korkeus on $h_{c,eff}$, missä $h_{c,eff}$ on pienin arvoista $2,5(h - d)$, $(h - x)/3$ ja $h/2$ on muunnettu tartuntalujuuksien suhde, kun otetaan huomioon jänneteräksen ja betoniteräksen erilainen halkaisija

$$x_1 := \sqrt{\frac{f_s}{f_p} \frac{s}{p}}$$

k_t

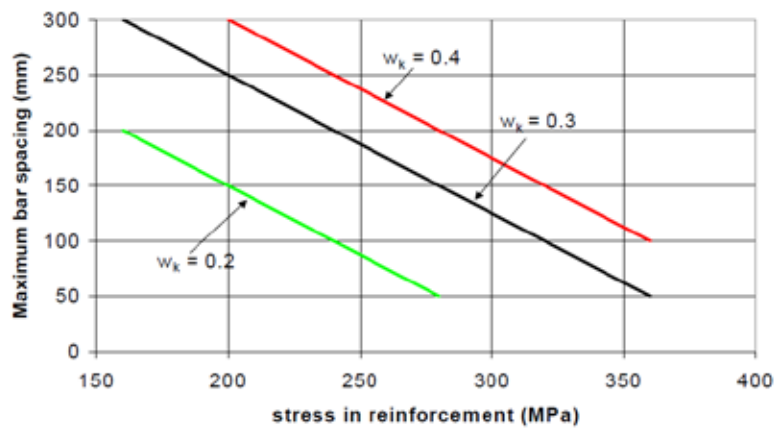
$k_t = 0,6$ lyhytaikaiskuormitukselle

$k_t = 0,4$ pitkäaikaiskuormitukselle



Kuva Tehollinen vetoalue /14/

Maximum bar spacing for crack control (simplified approach 7.3.3)



Kuva Halkeamaleveys w betonin pinnalla suhteessa etäisyyteen tangosta /14/

Kun ankkuroidut raudoitustangot sijaitsevat vetoalueella tarpeeksi lähellä toisiaan (jakovälit $\leq 5(c + \varphi/2)$), voidaan suurin lopullinen halkeamaväli laskea kaavasta:

$$s_{r,max} := \frac{e}{e} k_3 c + \frac{(k_1 k_2 k_4 f)}{r r_{eff}} \frac{1}{\sigma} \quad \text{missä}$$

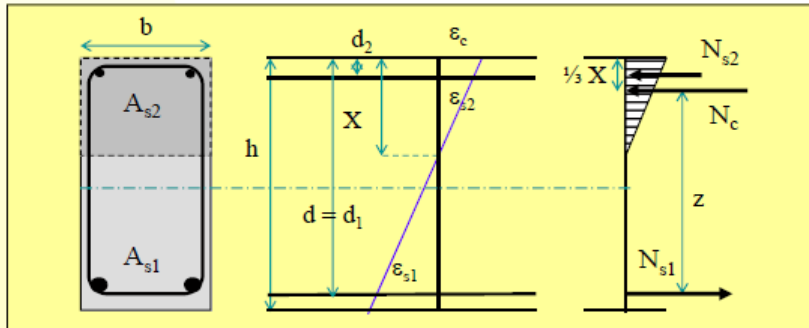
φ	on tangon halkaisija. Silloin, kun poikkileikkauksessa käytetään halkaisijaltaan erilaisia tankoja, käytetään ekvivalenttia halkaisijaa φ_{eq}
c	on vetoraudoituksen betonipeite
k_1	on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon tankojen tartuntaominaisuudet: = 0,8 tangot, joilla on hyvä tartunta = 1,6 tangot, joiden pinta on lähes tasainen (kuten jänneteräksillä)
k_2	on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon venymäjakauma: = 0,5 taivutukselle = 1,0 pelkälle vedolle
k_3	3,4
k_4	0.425

Kun tankojen jakovälit ovat suurempia kuin $5(c + \varphi/2)$ tai kun vetovyöhykkeessä ei ole tartunnallista raudoitusta, voidaan halkeamaleveyden yläraja laskea olettamalla suurimmaksi halkeamaväliksi

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x)$$

6.192 Poikkileikkauksen jännitysten laskenta murtorajatilassa

Kun on vain vetoraidoitus puristusvyöhykkeen korkeus x on



Kuva Taivutusrasitettu poikkileikkaus, venymä- ja jännitystila /13/

$$x := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} \frac{d_2}{\epsilon_s} + \frac{2}{(a_e x)} \frac{1}{\epsilon_s} \frac{d_1}{\epsilon_s} \quad \text{missä}$$

$$a_e := \frac{E_s}{E_{ceff}} \quad E_{ceff} := \frac{E_{cm}}{(1 + f)}$$

Sisäinen momenttivarsi ja raudituksen jännitys saadaan kaavoista:

$$z := d - \frac{x}{3} \quad s_s := \frac{M_k}{z A_s}$$

6.193 Taipuman rajoittaminen

Rakennesosan tai rakenteen siirtymätila ei saa olla sellainen, että se haittaa rakennesosan tai rakenteen tarkoituksenmukaista toimintaa tai ulkonäköä.

Taipumarajat pitkäaikaiskuormille:

- taipuma tukien tasosta $\leq L/250$
- rakentamisen jälkeinen taipuma $\leq L/500$
- esikorotus $\leq L/250$

Yleensä taipumia ei tarvitse suoraan laskea, koska voidaan käyttää yksinkertaisia sääntöjä, kuten jännemitan ja korkeuden suhdetta koskevia, jotka ovat riittäviä taipumaongelmien välttämiseksi normaaliolosuhteissa. Jännemitan ja korkeuden rajasuhde voidaan arvioida käyttämällä seuraavia kaavoja ja kertomalla tämä korjauskertoimilla, joiden avulla otetaan huomioon käytettävän raudoituksen tyyppi ja muut muuttujat. Näitä kaavoja johdettaessa ei ole otettu huomioon esikorotusta.

$$K \times \left(1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \times \frac{r_0}{r} \right) + \frac{\rho}{12} \sqrt{f_{ck}} \times \sqrt{\frac{r_0}{r}} = \frac{1}{d} \quad \text{jos } r \geq r_0$$

$$K \times \left(1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \times \frac{r_0}{r} \right) + 3.2 \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho'}{r} = \frac{1}{d} \quad \text{jos } r < r_0$$

l/d	on jännemitan ja korkeuden rajasuhde
K	on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon erilaiset rakennejärjestelmät
ρ_0	on raudoitussuhteen vertailuarvo $\rho_0 := 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$
ρ	on mitoituskuormista jänteen puoliväliin (ulokkeiden tapauksessa tuelle) aiheutuvan momentin edellyttämä vetoraudoitussuhde
ρ'	on mitoituskuormista jänteen puoliväliin (ulokkeiden tapauksessa tuelle) aiheutuvan momentin edellyttämä puristusraudoitussuhde
f_{ck}	on betonin lieriölujuuden ominaisarvo ja sen yksikkö on Mpa.

Kaavat on johdettu olettaen, että teräksen jännitys käyttötilan asianomaisen mitoituskuorman vallitessa halkeilleessa poikkileikkauksessa palkin tai laatan jänteen puolivälissä tai ulokkeen tapauksessa tuella on 310 MPa, (mikä on likimain verrannollinen raudoituksen myötölujuuden ominaisarvoon $f_{yk} = 500$ MPa). Kun käytetään muuta jännitystasoa, kerrotaan kaavan perusteella saadut arvot suhteella $310/\sigma_s$. Normaalisti ollaan varmalla puolella, kun oletetaan, että

$$310/\sigma_s = 500/(f_{yk} A_{s,req}/A_{s,prov})$$

Taulukko 7.4N (FT) Jännemitan ja tehollisen korkeuden perussuhteet teräsbetonisauvoille, joihin ei vaikuta puristavaa normaalivoimaa.

Rakennejärjestelmä	K	Suuren jännityksen kuormittama betoni, $\rho = 1,5\%$	Pienen jännityksen kuormittama betoni, $\rho = 0,5\%$
Vapaasti tuettu palkki, vapaasti tuettu yhteen tai molempiin suuntiin kantava laatta	0,8	11	16
Jatkuvan palkin reunakenttä tai yhteen suuntaan kantavan jatkuvan laatan tai molempiin suuntiin kantavan laatan reunakenttä, kun laatta on yhden pitkän sivun yli jatkuva	1,0	15	22
Palkin tai yhteen suuntaan tai molempiin suuntiin kantavan laatan keskikenttä	1,2	17	24
Laatta, joka on pilarien varaan ilman palkkeja tuettu (pilarilaatta) (pitemmän jänteen perusteella)	1,0	14	20
Uloke	0,3	4	6
<p>HUOM. 1 Esitetyt arvot on valittu siten, että ne ovat yleensä varmalla puolella, ja laskenta voi usein osoittaa, että hoikemmat rakenneosat ovat mahdollisia.</p> <p>HUOM. 2 Molempiin suuntiin kantavilla laatoilla tarkistus suoritetaan lyhyemmän jänteen perusteella. Pilarilaatoilla valitaan pitempi jännemitta.</p> <p>HUOM. 3 Pilarilaatoissa esitetyt rajat vastaavat lievempää rajoitusta kuin jänteen keskelle syntyvä taipuma, jonka suuruus on pilariväli jaettuna luvulla 250. Kokemus on osoittanut, että tämä on riittävää.</p>			

6.194 Taipumien laskeminen

Rakenneosat, joiden jännitystason oletetaan kaikkialla rakenneosassa jäävän betonin vetolujuuden alapuolelle, katsotaan halkeilemattomiksi. Rakenneosat, joissa oletetaan tapahtuvan halkeilua, ovat jäykkyydeltään halkeilemattoman ja vetojäykistykseltään täysin halkeilleen tilan välillä, ja pääasiassa taivutetuissa rakenneosissa riittävän tarkka toimintatavan ennuste saadaan kaavalla

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I$$

missä

α	on tarkasteltava muodonmuutos- tai siirtymäparametri, joka voi olla esim. venymä, kaarevuus tai kiertymä.
α_I	on parametrin arvo halkeilemattoman tilan mukaan laskettuna ja α_{II} parametrin arvo vastaavasti täysin halkeilleen tilan mukaan laskettuna
ζ	$\zeta := 1 - b \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \frac{E_{cm}}{E_{ceff}}$
β	on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon kuormituksen keston tai toistuvan kuormituksen vaikutus keskimääräisen venymään = 1,0 yksittäiselle lyhytaikaiselle kuormitukselle = 0,5 pitkäaikaisille kuormille tai monesta jaksosta muodostuvalle toistuvalla kuormituksella
σ_s	on vetoraudoituksen jännitys laskettuna halkeilleen poikkileikkauksen perusteella
σ_{sr}	on vetoraudoituksen jännitys laskettuna halkeilleen poikkileikkauksen perusteella ensimmäisen halkeaman muodostumisen hetkellä

Jos kuormat ovat vaikutusajaltaan virumista aiheuttavia, voidaan virumisen käsittävä kokonaismuodonmuutos laskea käyttämällä betonille kaavan mukaista tehollista kimmokerrointa:

$$E_{ceff} := \frac{E_{cm}}{(1 + f)}$$

Kutistumisen aiheuttama kaarevuus voidaan määrittää käyttämällä kaavaa:

$$\frac{1}{r_{cs}} := \epsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad \text{missä}$$

$1/r_{cs}$	on kutistumisen aiheuttama kaarevuus
ϵ_{cs}	on vapaata kutistumista vastaava muodonmuutos
S	on raudituksen staattinen momentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen
I	on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti
α_e	$\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$.

Staattinen momentti S ja jäyhyysmomentti I lasketaan halkeilemattomalle tilalle ja täysin halkeilleelle tilalle; lopullinen kaarevuus määritetään kaavalla

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I$$

Tarkin taipumien määrittämismenetelmä, on laskea kaarevuudet tihein välein pitkin rakenneosaa ja laskea sitten taipuma integroimalla numeerisesti. Useimmissa tapauksissa on oikeellista laskea taipuma kahtena arvona, halkeilemattoman ja täysin halkeilleen tilan mukaan ja interpoloimalla sitten eo kaavalla.

Esimerkki

Halkeilemattoman pl:n

$$K_{cefflc} := E_{ceff} \frac{e b^3}{12 \phi} \quad K_{cefflc} = 57375 \text{ kNm}^2$$

Halkeilleen pl:n $K_r := E_s A_s x (d - x) \quad K_r = 40424 \text{ kNm}^2$

$$W_{ce} := b \frac{h^2}{6} \quad K := 35 \quad f_{ctm} := 0.3 K^{\frac{2}{3}} = 3.21 \quad f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$$

Halkeamamomentti $M_{cr} := W_{ce} f_{ctm} \quad M_{cr} = 58 \text{ kNm}$

Mpitkaaikainen $p_k = 40.5 \frac{kN}{m} \quad L := 6m \quad M_{pa} := p_k \frac{L^2}{8} = 182 \text{ kNm}$

Jakautumakerroin $x := 1 - 0.5 \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{pa}}} \quad x = 0.95$

Tehollinen jäykkyys $K_{eff} := x K_r + (1 - x) K_{cefflc} \quad K_{eff} = 41 \text{ MNm}^2$

Taipuma $y := \frac{5}{384} \frac{p_k L^4}{K_{eff}} = 15 \text{ mm} < y_{sall} := \frac{L}{250} = 24 \text{ mm}$

Vertaa HowToDesign taulukkokaava

$$0.104 \sqrt{\frac{M_{pa}}{K_{eff}}} = 17 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Figure 5
Simplified method for calculating deflection

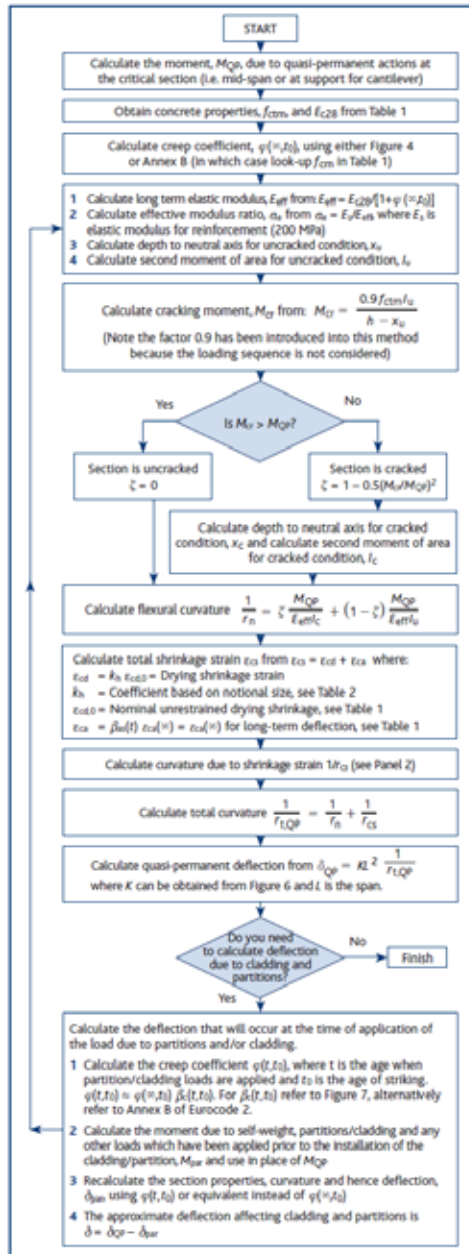


Figure 6
Values for K for various bending moment diagrams

Loading	Bending moment diagram	K
		0.125
		$\frac{3-4a^2}{48(1-a)}$ If $a = \frac{1}{2}$, $K = \frac{1}{12}$
		0.0625
		$0.125 - \frac{a^2}{6}$
		0.104
		0.102
		$K = 0.104 \left(1 - \frac{\beta}{10}\right)$ $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
		End deflection $= \frac{a(3-a)}{6}$ load at end $K = 0.333$
		$\frac{a(4-a)}{12}$ if $a = l$, $K = 0.25$
		$K = 0.083 \left(1 - \frac{\beta}{4}\right)$ $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
		$\frac{1}{80} \frac{(5-4a^2)^2}{3-4a}$

Panel 2
Useful Expressions for a rectangular section

$$x_u = \frac{bh^2}{2} + (\alpha_e - 1)(A_s d + A_{s2} d_2)$$

$$I_u = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - x_u\right)^2 + (\alpha_e - 1) [A_s (d - x_u)^2 + A_{s2} (x_u - d_2)^2]$$

$$x_c = \left\{ \left[(A_s \alpha_e + A_{s2} (\alpha_e - 1))^2 + 2b (A_s d \alpha_e + A_{s2} d_2 (\alpha_e - 1)) \right]^{0.5} - (A_s \alpha_e + A_{s2} (\alpha_e - 1)) \right\} / b$$

$$I_c = \frac{bh_c^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_c)^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - x_c)^2$$

$$\frac{1}{r_{cs}} = \zeta \epsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_u}{I_u} + (1 - \zeta) \epsilon_{cs} \alpha_e \frac{S_c}{I_c}$$

where

- A_s = Area of tension reinforcement
- A_{s2} = Area of compression reinforcement
- b = Breadth of section
- d = Effective depth to tension reinforcement
- d_2 = Depth to compression reinforcement
- h = Overall depth of section
- α_e = Modular ratio
- $S_u = A_s (d - x_u) - A_{s2} (x_u - d_2)$
- $S_c = A_s (d - x_c) - A_{s2} (x_c - d_2)$

Esimerkki 1 Vetorausoitettu teräsbetonipalkki

Mitoita yksiaukkoisen tb-palkin pääteräkset, jos $g_k=30$ kN/m ja $q_k=20$ kN/m, $b=300$ mm, $h=600$ mm, C35/45, teräs A500 HW, XC2, $L=6$ m, toteutusluokka 2. Suunnittele lisäksi haoitus tuella, halkeilu- ja taipumatarkastelu. Muuta lähtötietoja tarvittaessa.

1.2 MÄÄRÄYKSET JA OHJEET

SFS-EN 1990

SFS-EN 1991

SFS-EN 1992-1-1 ja 1-2

Näitä standardeja koskevat kansalliset liitteet

1.3 RAKENNE:

Yksiaukkoinen vapaasti tuettu teräsbetonipalkki.

$$L_{\text{palkki}} := 6\text{m}$$

palkin betoni

$$f_{\text{ck}} := 35\text{MPa}$$

rasitusluokka XC2

tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$$c_{\text{min.b}} := 22\text{mm}$$

ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$$c_{\text{min.dur}} := 20\text{mm} - 5\text{mm}$$

lisävarmuus

$$D_{\text{dur.g}} := 0$$

vähennys rst-teräkselle

$$D_{\text{dur.st}} := 0$$

vähennys lisäsuojauksesta

$$D_{\text{dur.add}} := 0$$

$$c_{\text{min}} := \max(c_{\text{min.b}}, c_{\text{min.dur}} + D_{\text{dur.g}} - D_{\text{dur.st}} - D_{\text{dur.add}}, 10\text{mm})$$

$$c_{\text{min}} = 22\text{mm}$$

$$D_{\text{dev}} := 10\text{mm}$$

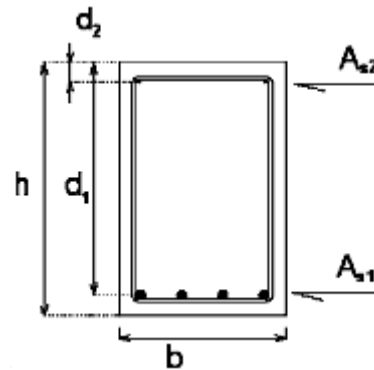
$$c_{\text{nom}} := c_{\text{min}} + D_{\text{dev}}$$

$$c_{\text{nom}} = 32\text{mm}$$

1.4 LÄHTÖARVOJA

Poikkileikkaussuureet

$$h := 600\text{mm} \quad b := 300\text{mm}$$



Oletetaan tankopaksuudet: $f_1 := 32\text{mm}$

$$f_{haka} := 10\text{mm}$$

$$c_{\min} = \max(c_{\min b}; c_{\min \text{dur}} + c_{\text{dur}}; c_{\text{dur}, \text{st}} - c_{\text{dur}, \text{add}}; 10\text{mm})$$

$$c_{\min b} := f_1 - f_{haka} \quad c_{\min b} = 22\text{mm} \quad c_{\min} := c_{\min b}$$

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

$$c_{\text{nom}} := c_{\min} + c_{\text{dev}} \quad c_{\text{nom}} = 32\text{mm}$$

$$d := h - c_{\text{nom}} - f_{haka} - \frac{f_1}{2} \quad d = 542\text{mm}$$

Voimasuureet

$$g_{k1} := b \cdot h \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad g_{k2} := 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_k := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad L := 6\text{m}$$

$$p_k := g_{k1} + g_{k2} + 0.3q_k \quad p_k = 40.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_d := (1.15g_{k1} + 1.15g_{k2} + 1.5q_k) \quad p_d = 69.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{Ed}} := (1.15g_{k1} + 1.15g_{k2} + 1.5q_k) \times \frac{L^2}{8} = 313.5\text{kNm} \quad t := 300\text{mm}$$

$$V_{\text{Ed}} := p_d \times \frac{a}{2} - \frac{t}{2} - d \frac{\sigma}{\sigma} = 160.8\text{kN}$$

Osavarmuusluvut

$$\gamma_c := 1.5 \quad \gamma_s := 1.15$$

Lujuudet

$$f_{ck} := 35 \times \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \lambda := 0.8 \quad \epsilon_{cu} := -0.0035$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 19.8 \times \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ck} := 35$$

$$f_{ctm} := 0.3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad f_{ctm} := 3.2 \times \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yk} := 500 \times \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 434.8 \times \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_s := 2 \times 10^5 \times \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mitoitusperusteet

Asetetaan taivutusmurtorajatilan murtumisen ehdoksi raudoituksen myötääminen ominaisarvojen perusteella \Leftrightarrow tasapainoraidoitusehto

$$\epsilon_{sy} := \frac{f_{yk}}{E_s} \quad \epsilon_{sy} = 0.0025 \quad \epsilon_{cu} = -0.0035$$

$$bb := \lambda \times \frac{-\epsilon_{cu}}{-\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} \quad bb = 0.4667$$

Mitoitus

$$m := \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad m = 0.179$$

$$b := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m} \quad b = 0.199$$

Vetoraudoitus

$$w := b \quad w = 0.199$$

$$A_s := w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s = 1478 \text{ mm}^2$$

Valitaan vetoraudoitus 4T32

$$A_{stot} := 2 \cdot \frac{(32 \text{ mm})^2}{4} \cdot p \quad A_{stot} = 1608 \text{ mm}^2$$

Tarkistetaan mahtuvatko tangot poikkileikkaukseen

$$\text{Alapinta} \quad f_{n32} := 32 \text{ mm}$$

$$b_{vaad} := 2 \cdot (c_{nom} + f_{haka}) + 2 \cdot 32 \text{ mm} + 1 \cdot \max(20 \text{ mm}, f_{n32}, d_g + 3 \cdot \text{mm})$$

$$b_{vaad} = 180 \text{ mm} \quad b_{vaad} < b \quad \text{OK}$$

Asmin ja Asmax ?

$$f_{ctm} = 3.21 \quad f_{yk} := 500$$

$$A_{smin} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \quad A_{smin} = 271 \text{ mm}^2$$

$$A_c := b \cdot h$$

$$A_{smax} := 0.04 \cdot A_c \quad A_{smax} = 7200 \text{ mm}^2$$

Mitoittava leikkausvoima

Oletetaan tuen leveys

$$t := 300\text{mm}$$

$$V_{Ed} := p_d \times \frac{a_d}{2} - \frac{t}{2} - d \frac{\sigma}{\sigma}$$

$$V_{Ed} = 160.8\text{kN}$$

Leikkausraudoittamaton rakenne

Tarvitaanko leikkausraudoitus, palkissa ainakin minimihaoitus

$$f_{32} := \frac{32^2}{4} \times p$$

$$A_{s1} := 2 \times 32$$

$$b_w := 300$$

$$d := 542$$

$$r_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \times d}$$

$$r_1 = 0.0099$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

$$k = 1.6075$$

$$s_{cp} := 0$$

$$N_{ed} := 0$$

$$k_1 := 0.15$$

$$C_{rdc} := \frac{0.18}{\alpha}$$

$$C_{rdc} = 0.12$$

$$v_{min} := 0.035 \times \sqrt{k^3 \times f_{ck}}$$

$$v_{min} = 0.422$$

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo

$$V_{Rdc} := (C_{rdc} \times \sqrt[3]{100 \times k \times f_{ck}} + k_1 \times s_{cp}) \times b_w \times d$$

Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo

$$s_{cp} := 0$$

$$f_{ck} := 35$$

$$b := 300$$

$$d = 542$$

$$n_{min} := 0.035 \times \frac{3}{2} \times \left(\frac{1}{f_{ck}}\right)^2$$

$$V_{Rd.cmin} := (n_{min} + k_1 \times s_{cp}) \times b \times d$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rdc}, V_{Rd.cmin})$$

$$V_{Rd.c} := 102\text{kN}$$

Mitoitusehto

$$V_{Rd.c} \geq V_{Ed} = 0$$

Ei kestä alueella, jossa taivutushalkeilua. Poikkileikkaukseen asennettava leikkausraudoitus

$$f_{cd} = 19.8 \frac{N}{mm^2} \quad b_w := 300mm \quad d := 542mm$$

$$a_{cw} := 1.0 \quad z := 0.9d \quad \alpha := 45deg \quad \tan(\alpha) = 1 \quad \cot(\alpha) = 1$$

$$n_1 := 0.6 \frac{f_{ctd}}{f_{ctd}} - \frac{f_{ctd}}{250} \quad n_1 = 0.516$$

Leikkauskestävyyden maksimi, puristusmurtoehto

$$VR_{dmax} := a_{cw} b_w z n_1 \frac{f_{cd}}{(\cot(\alpha) + \tan(\alpha))}$$

Mitoitusehto

$$VR_{dmax} \leq V_{Ed} = 1$$

Puristuskestävyys on riittävä

Leikkausraudoitus

$$f_{ywd} := f_{yd}$$

$$s := 1000mm$$

$$A_{sw} := \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot(\alpha)}$$

$$A_{sw} = 758 mm^2$$

$$A_{swmin} := \frac{0.08 \sqrt{f_{ctd}} b_w}{f_{yk}}$$

$$A_{swmin} = 284 mm^2$$

$$A_{swmax} := \frac{1}{2} a_{cw} b_w n_1 \frac{f_{cd}}{f_{ywd}}$$

$$A_{swmax} = 3531 mm^2$$

Valitaan hakatangon paksuus ja leikkeisyys $n_h := 2$ $f_h := 10mm$

$$A_{sw} := n_h \frac{f_h}{e} \frac{h}{2}$$

$$s := \frac{(A_{sw} f_{ywd})}{V_{Ed}}$$

Valitaan 2-leikkeinen leikkausraudoitus T10 k200

Mitoitus käyttörajatilassa

Taipumatarkastelu alustavasti

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$d = 542 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 35$$

$$r_0 := 10^{-3} \sqrt[3]{f_{ck}}$$

$$r_0 = 0.0059$$

$$A_{stot} = 1608 \text{ mm}^2$$

$$r := \frac{A_{stot}}{b \cdot h} = 0.0089 > 0$$

$$A_{s2} := 0$$

$$r_p := \frac{A_{s2}}{b \cdot h} = 0$$

$$r_p = 0$$

$$K := 0.8$$

$$\frac{L}{d} = 11.1$$

<

$$K \cdot \left(1 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \frac{r_0}{(r - r_p)} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{r_p}{r_0}} \right) = 13.5$$

Taipumaa ei jouduttaisi tarkemmin laskemaan, toteuttaa vaatimuksen L/250

Taipuma laskennallisesti

Määritetään virumaluku $f := 2.2$

$$b := 300 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h$$

$$u := 2 \cdot (b + h)$$

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

$$h_0 = 0.2 \text{ m}$$

Lasketaan

$$A_s := A_{stot}$$

$$A_s = 0.0016 \text{ m}^2$$

$$b_w := 0.3 \cdot \pi$$

$$d = 0.542 \text{ m}$$

$$r := \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$r = 0.0099$$

$$f := 2.2$$

$$E_{cm} := 34000 \times \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_s := 2.0 \times 10^5 \times \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{ceff} := \frac{E_{cm}}{(1 + f)}$$

$$E_{ceff} = 10625 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$a_e := \frac{E_s}{E_{ceff}}$$

$$a_e = 18.8235$$

$$x := \frac{1}{a_e} \left(\frac{1}{2} \frac{d}{r} + \frac{1}{2} \frac{d}{r} \right) + \frac{1}{2} \frac{d}{r} = 0.2449 \text{ m}$$

$$x = 0.2449 \text{ m}$$

$$z := d - \frac{x}{3}$$

$$z = 0.4604 \text{ m}$$

Halkeilemattoman pl:n

$$E_{\text{efflc}} := E_{\text{eff}} \cdot \frac{h^3}{12 \cdot I} \quad E_{\text{efflc}} = 57 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

Halkeilleen pl:n $K_r := E_s \cdot A_s \cdot (d - x) \quad K_r = 44.002 \text{ m}^4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$W_{ce} := b \cdot \frac{h^2}{6} \quad K := 35 \quad f_{ctm} := 0.3 \cdot K^{\frac{2}{3}} \quad f_{ctm} := 3.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Halkeamamomentti $M_{cr} := W_{ce} \cdot f_{ctm} \quad M_{cr} = 58 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Mpitkaaikainen $p_k = 40.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad L := 6 \text{ m} \quad M_{pa} := p_k \cdot \frac{L^2}{8}$

Jakautumakerroin $x := 1 - 0.5 \cdot \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{pa}}} \quad x = 0.9501$

Tehollinen jäykkyys $K_{\text{eff}} := x \cdot K_r + (1 - x) \cdot E_{\text{efflc}} \quad K_{\text{eff}} = 45 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Taipuma $y := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_k \cdot L^4}{K_{\text{eff}}} = 15 \text{ mm} \quad y_{\text{sall}} := \frac{L}{250} = 24 \text{ mm}$

$y < y_{\text{sall}} = 1 \quad \text{OK}$

Halkeamaleveyden laskenta

vetorausoituksen betonipeite

$$c := 32 \text{ mm}$$

teräksen halkaisija

$$f := 32 \text{ mm}$$

vedetyn alueen tehollinen pinta-ala

$$A_{\text{ceff}} := b \times \min\left(\frac{e}{2}, 2.5 \times (h - d), \frac{e}{3}, \frac{h}{2}\right)$$

$$A_{\text{ceff}} = 35511 \text{ mm}^2$$

$$r_{\text{r eff}} := \frac{A_s}{A_{\text{ceff}}}$$

$$r_{\text{r eff}} = 0.0453$$

suurin halkeamaväli

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$s_{\text{rmax}} := \frac{e}{k_3} + \frac{(k_1 k_2 k_4)}{r_{\text{r eff}}}$$

$$s_{\text{rmax}} = 229 \text{ mm}$$

$$M_{\text{pa}} = 182.25 \text{ kNm}$$

$$s_s := \frac{M_{\text{pa}}}{z A_s}$$

$$s_s = 246 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_t := 0.4$$

$$\epsilon_m - \epsilon_{\text{cm}}$$

$$e_1 := \frac{\epsilon_{\text{ss}} - k_t \frac{\sigma_{\text{fctm}}}{e r_{\text{r eff}}} (1 + a_e r_{\text{r eff}})}{E_s}$$

$$s_s := \frac{M_{\text{pa}}}{A_{\text{stot}} z}$$

$$e_2 := 0.6 \frac{s_s}{E_s}$$

$$e := \max(e_1, e_2)$$

$$w_{\text{kpitkaaik}} := s_{\text{rmax}} e$$

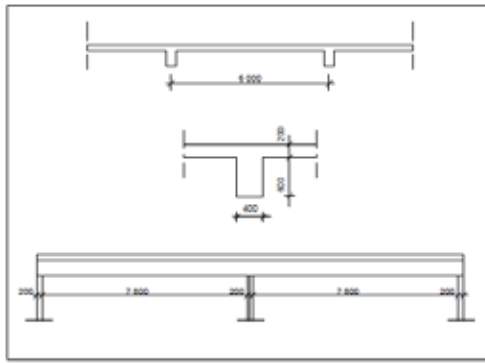
$$w_{\text{kpitkaaik}} = 0.22 \text{ mm}$$

$$w_{\text{ksall}} := 0.3 \text{ mm}$$

$$w_{\text{kpitkaaik}} < w_{\text{ksall}} = 1$$

OK

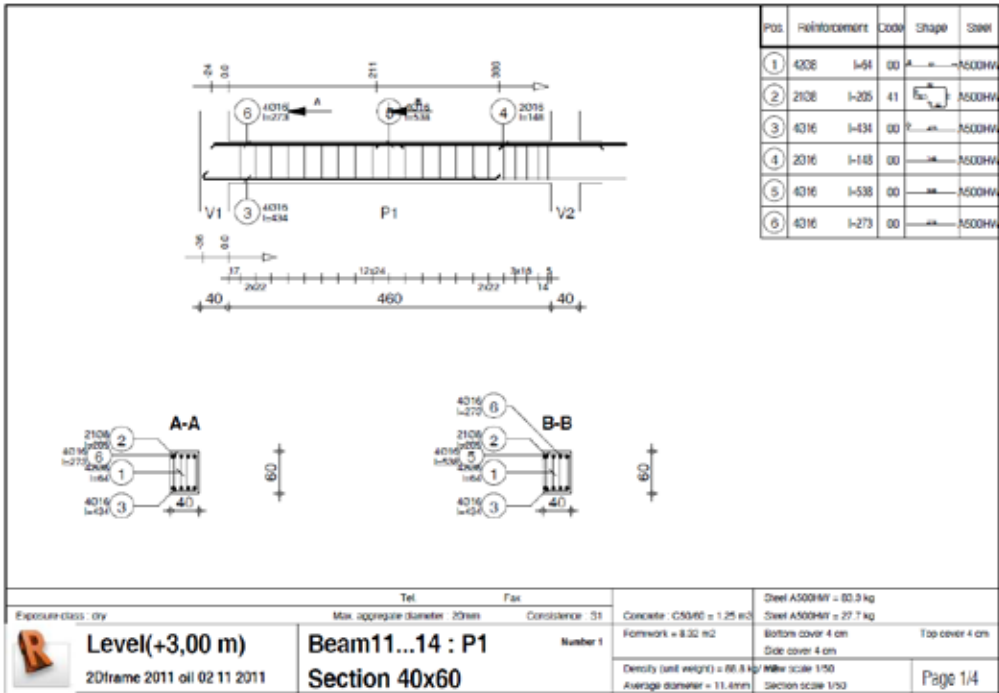
Harjoitus 1 : Toimistorakennuksen paikallavalettu kaksiaukkoinen palkki



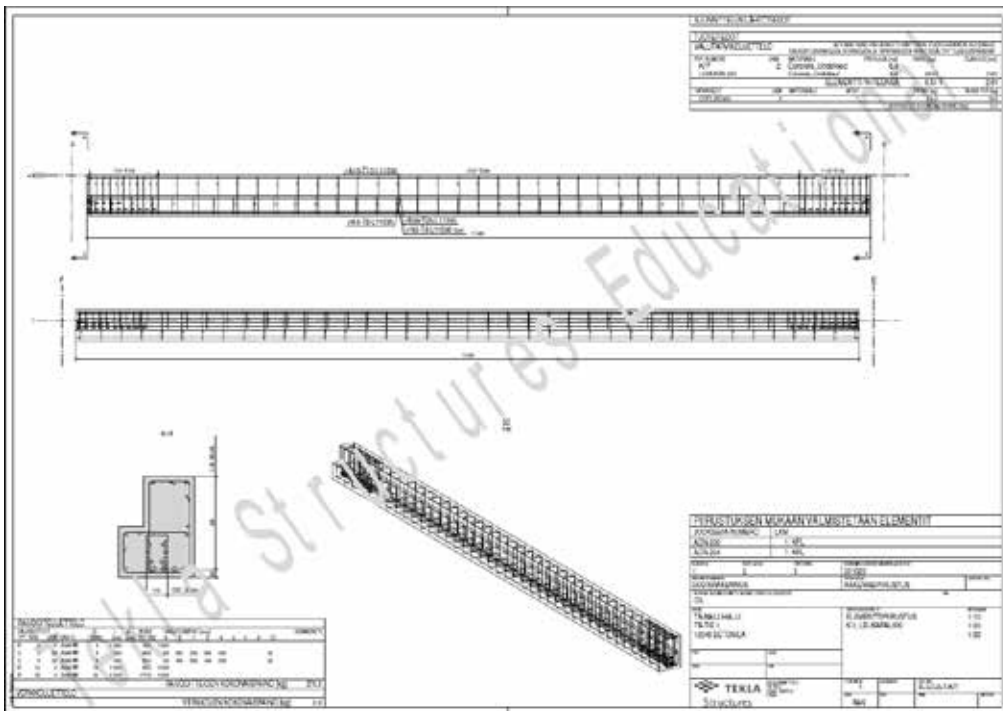
Kuva Kaksiaukkoinen palkki

Mitoita kuvan mukainen kaksiaukkoinen toimistorakennuksen paikallavalettu palkki omilla lähtöarvoilla. Aukkoväli on suunnittelijasta riippuva parametri siten, että $L = 8\text{m} + BB/10$ m, palkkiväli on 6m. BB = syntymäpäivä. Tehtävä sisältää mm seuraavat osiot:

1. Lähtötiedot
 - geometria
 - kuormitukset
 - materiaaliiedot
 - suojabetoni ja tehollinen korkeus
2. Voimasuureet
 - tukimomentin tasaus ja pyöristys
 - vetovoimapinta ja sen levitys
3. Mitoitus taivutukselle
 - kenttämomentti
 - tukimomentti
 - kiertymäkapasiteetti
4. Mitoitus leikkaukselle
 - uuman ja laipan välinen leikkautuminen
5. Vääntömitoitus
6. Ankkurointi
7. Käyttörajatilamitoitus
8. Raudoituspiirustukset
 - Autodesk Structural Analyses
 - TeklaStructure



Kuva AutoDesk Structural Analyses palkin raudoituskuvaa



Kuva TeklaStructure palkin raudoituskuva

6.2 Pilari

Eurokoodin luvussa 5 annetaan ohjeet rakenneanalyysistä ja mm pilarin mitoittamisesta.

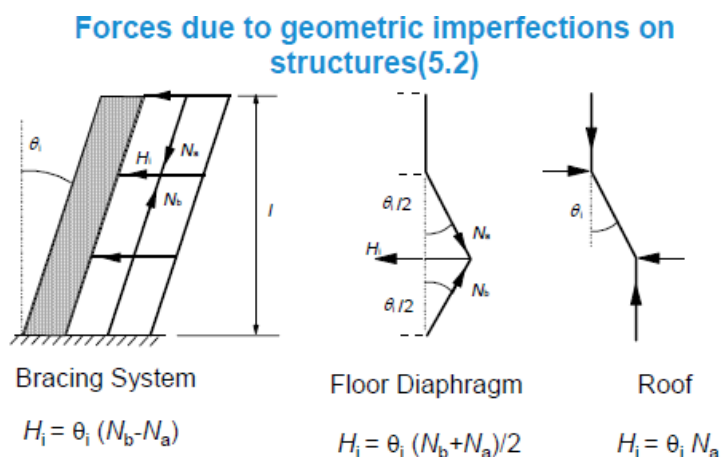
Rakenneanalyysi

Rakenneanalyysissä selvitetään joko voimasuurejakautumat tai jännitysten, muodonmuutosten ja siirtymien jakaumat koko rakenteessa tai rakenteen osassa. Tarvittaessa tulee suorittaa paikallinen analyysi.

Kun perustuksen ja rakenteen välinen vuorovaikutus vaikuttaa merkittävästi rakenteen voimasuureisiin, maapohjan ominaisuudet ja vuorovaikutukset tulee ottaa huomioon standardin EN 1997-1 mukaisesti. Yksinkertaisten anturaperustusten ja paaluhattujen osalta maapohjan ja rakenteen vuorovaikutukset voidaan tavallisesti jättää huomiotta.

Kuormien yhdistely tulee suorittaa standardin EN 1990 luvun 6 mukaan niin, että rakenteen kannalta määräävissä leikkauksissa syntyy suurin vaikutus.

Toisen kertaluvun vaikutukset (ks. standardin EN 1990 lukua 1) tulee ottaa huomioon silloin, kun ne todennäköisesti vaikuttavat merkittävästi rakennekokonaisuuden stabiiliuteen ja murtorajatilan saavuttamiseen.



Kuva Epätarkkuudet /15/

Epätarkkuudet voidaan esittää vinouden θ_i avulla seuraavasti:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \text{ missä}$$

$$\theta_0 = 1/200$$

α_h on pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin $\alpha_h = 2/l$; $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 (1 + 1/m)}$$

l on pituus tai korkeus [m],

m on kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenteenosien määrä.

Jäykistettyjen järjestelmien seinissä ja erillispilareissa voidaan yksinkertaistettuna vaihtoehtona käyttää epäkeskisyyttä $e_i = l_0/400$ kattamaan normaaleihin toteuttamisesta johtuviin poikkeamiin liittyvät epätarkkuudet.

Normaalivoiman kuormittaman rakenneosan toisen kertaluvun vaikutukset

Tässä kohdassa käsitellään rakenneosia ja rakenteita, joissa toisen kertaluvun ilmiöt vaikuttavat merkittävästi rakenteen toimintaan (kuten esim. pilareissa, seinissä, paaluissa, kaarissa ja kuorissa). Toisen kertaluvun vaikutuksia esiintyy selvimmin rakenteissa, joiden jäykistysjärjestelmä on joustava.

Analyysissä tulee ottaa huomioon rakenteen ja perustusten toisiinsa liittyvien osien joustavuuden vaikutus (maapohjan ja rakenteen välinen vuorovaikutus). Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta, jos ne ovat alle 10 % vastaavista ensimmäisen kertaluvun vaikutuksista.

Toisen kertaluvun vaikutusten yksinkertaistettuja kriteerejä

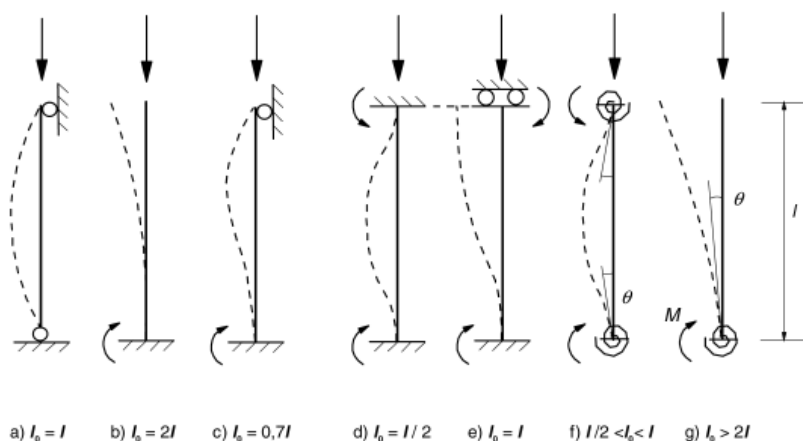
Erillisten sauvojen hoikkuskriteeri

Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta, jos hoikkuus λ on tietyn arvon λ_{lim} alapuolella

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad \text{missä}$$

- A $1/(1 + 0,2\Phi_{ef})$ (jos virumisastetta Φ_{ef} ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $A = 0,7$)
- B $\sqrt{1 + 2\omega}$ jos mekaanista raudoitussuhdetta ω ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $B = 1,1$
- C $1,7 - r_m$ jos päätemomenttien suhdetta r_m ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $C = 0,7$
- $\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$
- n $n = NEd / (A_c f_{cd})$ on suhteellinen normaalivoima
- $r_m = M_{01} / M_{02}$ on päätemomenttien suhde $|M_{02}| \geq |M_{01}|$
- Seuraavissa tapauksissa suhteelle r_m käytetään arvoa 1,0 (eli $C = 0,7$):
- jäykistetyt rakenneosat, joissa ensimmäisen kertaluvun momenteja syntyy vain tai ensisijaisesti epätarkkuuksista tai poikittaiskuormituksesta
 - jäykistämättömät rakenneosat yleensäkin.

Erillisten sauvojen hoikkuus ja nurjahduspituus



Kuva Erilisten sauvojen nurjahdusmuotoja ja vastaavia nurjahduspituuksia /15/

Hoikkuusluku määritellään seuraavasti:

$$\lambda = l_0 / i \quad \text{missä}$$

l_0 on nurjahduspituus

i on halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyysäde

Nurjahduspituuden laskenta, kun kiinnitys on joustava (ed sivu tap. f, g)

Jäykistetyille sauvoille sivusiirtymä estetty

$k_1 := 0.1$ yläpään kiinnitys $k_2 := 0.1$ alapään kiinnitys

$$g_{01} := 0.5 \times \sqrt{\frac{e}{e} + \frac{e}{e} \frac{k_1}{(0.45 + k_1)} \frac{u}{u} + \frac{e}{e} \frac{k_2}{0.45 + k_2} \frac{u}{u}} = 0.551$$

Jäykistämätön sauva

$k_1 := 10^6$ yläpään kiinnitys $k_2 := 0.1$ alapään kiinnitys

$$g_{02} := \max_{\frac{u}{u}} \sqrt{1 + 10 \times \frac{(k_1 \times k_2)}{(k_1 + k_2)} \frac{e}{e} + \frac{k_1}{(1 + k_1)} \frac{u}{u} + \frac{k_2}{(1 + k_2)} \frac{u}{u}} = 2.182$$

Toisen kertaluvun vaikutukset rakennuksen kokonaistarkastelussa

Toisen kertaluvun vaikutukset rakennusrungossa voidaan jättää huomiotta, jos

$$F_{VE,d} \leq k_1 \times \frac{e}{e} \frac{n_s}{n_s + 1.6} \frac{\sigma}{\sigma} \frac{(SE_{cd} \times I_{cd})}{L^2} \quad \text{missä}$$

- $F_{V,Ed}$ on (jäykistettyihin ja jäykistäviin sauvoihin vaikuttava) pystysuuntainen kokonaiskuorma
- n_s on kerrosten lukumäärä
- L on momenttijäykistykseen yläpuolinen rakennuksen kokonaiskorkeus
- E_{cd} on betonin kimmokertoimen mitoitusarvo
- I_c on jäykistävien sauvojen jäyhyysmomentti (laskettuna halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen perusteella).
- k_1 $k_1=0.31$
- k_2 k_1 voidaan korvata kertoimella $k_2=0.62$, jos voidaan osoittaa, että jäykistyssauvat säilyvät halkeilematta murtorajatilassa

Viruminen

Eurokoodin luvussa 5.8.4 tarkastellaan virumisilmiötä toisen kertaluvun vaikutuksien kannalta.

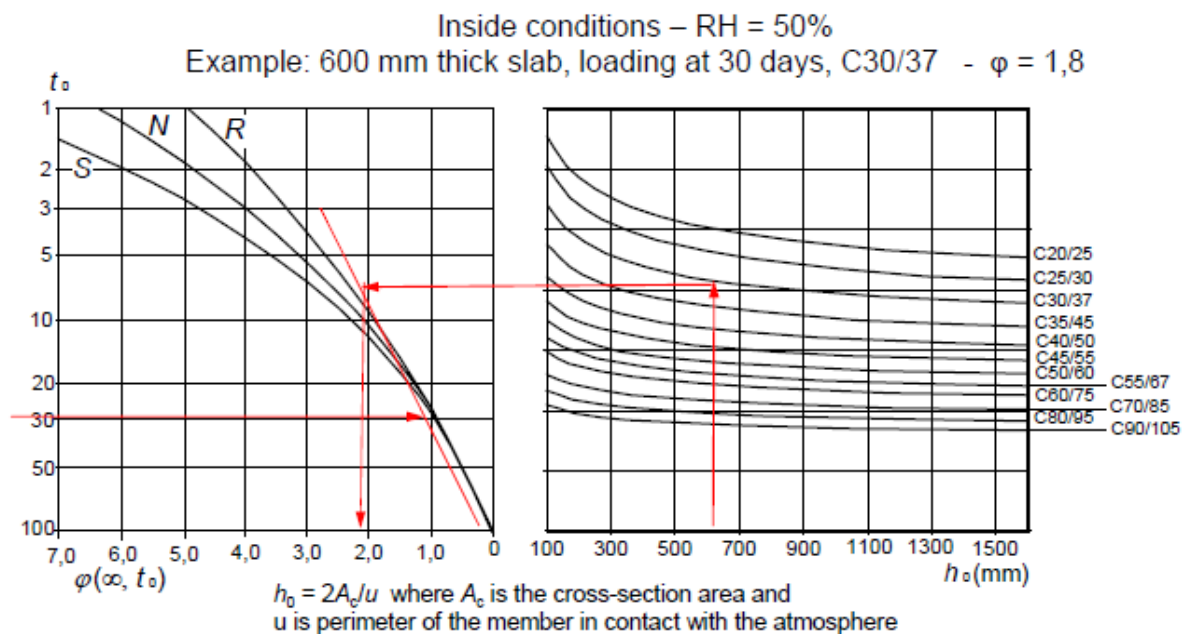
Toisen kertaluvun tarkastelussa tulee ottaa huomioon viruman vaikutukset tarkastelemalla sekä virumiseen vaikuttavia yleisiä tekijöitä että eri kuormien kestoä asianomaisessa kuormayhdistelmässä.

Kuvasta saatava viruman arvo vastaa 70 vuoden ikäistä betonia..

Kuormien kesto voidaan ottaa huomioon yksinkertaistetulla tavalla virumisasteen Φ_{ef} avulla. Sen ja mitoituskuorman avulla saadaan pitkäaikaiskuormaa vastaava viruma (käyristymä).

$$\Phi_{ef} = \Phi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp}/M_{0Ed}$$

Creep of concrete (3.1.4)



Kuva Virumaluvun määrittäminen kuvan avulla /14/

Virumaluku $\Phi_{(t,t_0,RH)}$ tietynä ajan hetkenä voidaan myös laskea kaavasta

$$f(t, t_0, r) := f_0(t_0, r) \cdot \chi_c(t, t_0, r)$$

Analyysimenetelmät

Eurokoodin luvussa 5.8.5 esitellään kysymykseen tulevia analyysimenetelmiä, joita ovat yleinen menetelmä, joka perustuu epälineaariseen toisen kertaluvun analyysiin, ja yksinkertaistetut menetelmät; nimellisjäykkyyteen perustuva menetelmä ja nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä.

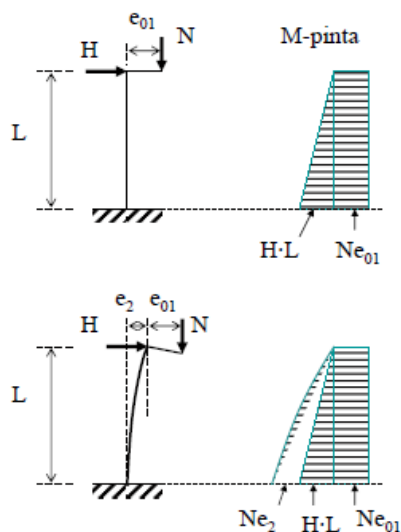
Nimelliseen jäykkyyteen perustuvaa menetelmää voidaan käyttää sekä erillisille rakenneosille että koko rakenteille, jos nimelliset jäykkyyssarvot arvioidaan riittävän tarkasti. Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä sopii pääasiassa erillisille rakenneosille. Jos kuitenkin kaarevuuden jakauma oletetaan realistisesti menetelmää voidaan käyttää myös kokonaisille rakenteille.

6.21 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Eurokoodin SFS EN1992-1-1 Suunnitteluohjeessa on annettu nimelliseen kaarevuuteen perustuvan menetelmän ohjeita.

Tämä menetelmä sopii ensisijaisesti erillispilareihin, joihin vaikuttaa vakiosuuruinen normaalivoima ja joiden nurjahduspituus l_0 tunnetaan. Menetelmällä saadaan taipumaan perustuva nimellinen lisämomentti, kun taipuma lasketaan nurjahduspituuden mukaan arvioidun kaarevuuden maksimiarvon avulla.

Saatua mitoitusmomenttia käytetään taiputettujen ja puristettujen poikkileikkausten mitoittamiseen.



Kuva 2. kertaluvun momentti /13/

Taivutusmomentit

Mitoitusmomentti on

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad \text{missä}$$

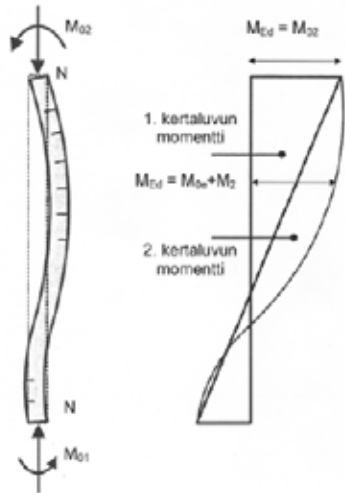
M_{0Ed}	on ensimmäisen kertaluvun analyysistä saatu momentti, jossa epätarkkuuksien vaikutus on mukana
M_2	on lisämomentti $M_2 = N_{Ed} e_2$
N_{Ed}	on normaalivoiman mitoitusarvo
e_2	on taipuma $= (1/r) l_0^2/c$
$1/r$	on kaarevuus
l_0	on nurjahduspituus
c	on kokonaiskaarevuuden jakautumasta riippuva kerroin, vakiopoikkileikkaukselle käytetään normaalisti arvoa $c = 10 (\approx \pi^2)$.

Kaarevuus

$1/r$	$1/r = K_r \cdot K_\Phi \cdot 1/r_0$
$1/r_0$	$1/r_0 = \varepsilon_{yd}/(0,45 d)$
ε_{yd}	$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$
K_r	on korjauskerroin, joka riippuu normaalivoimasta $K_r = (n_u - n)/(n_u - n_{bal}) \leq 1$ missä $n_u = 1 + \omega$ $n_{bal} = 0,4$ on suhteellisen normaalivoiman n arvo, kun taivutuskestävyydellä on maksimiarvo $\omega = A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$ A_s on raudoituksen kokonaisala A_c on betonipoikkileikkauksen ala
K_Φ	$K_\Phi = 1 + \beta \Phi_{ef} \geq 1$ missä Φ_{ef} on virumisaste $\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$ λ on hoikkuusluku

Sivusiirtymättömät rakenteet

Mitoitusmomentin M_{Ed} suurin arvo lasketaan momenttien M_{0Ed} ja M_2 jakautumien mukaisesti; lisämomentti voidaan olettaa nurjahduspituudella parabolisesti tai sinimuotoisesti jakautuneeksi.



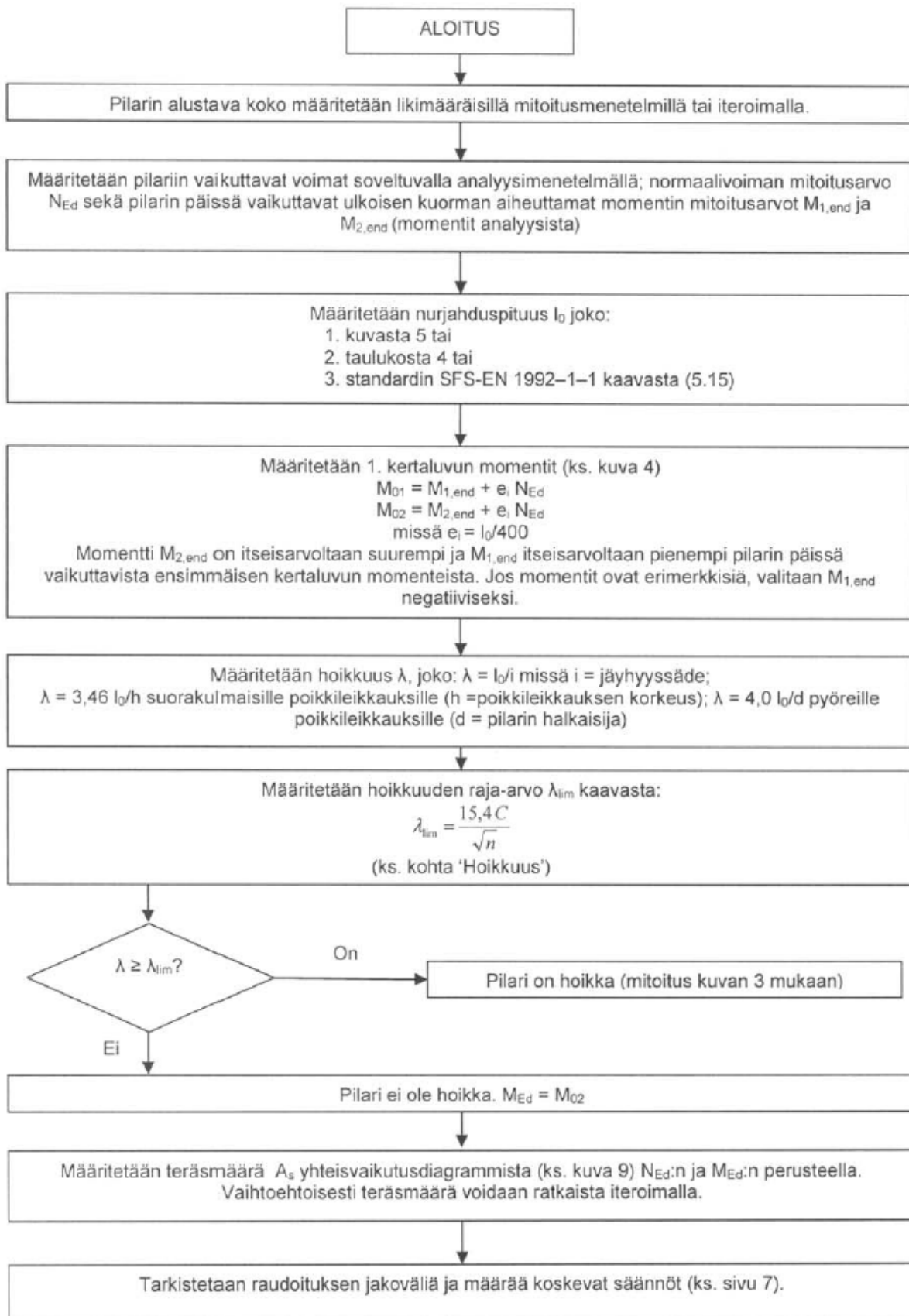
Kuva Pilarin mitoitusmoentit /15/

Taivutusmomentin mitoitusarvo on esitetty kuvassa ja määritetään seuraavasti:

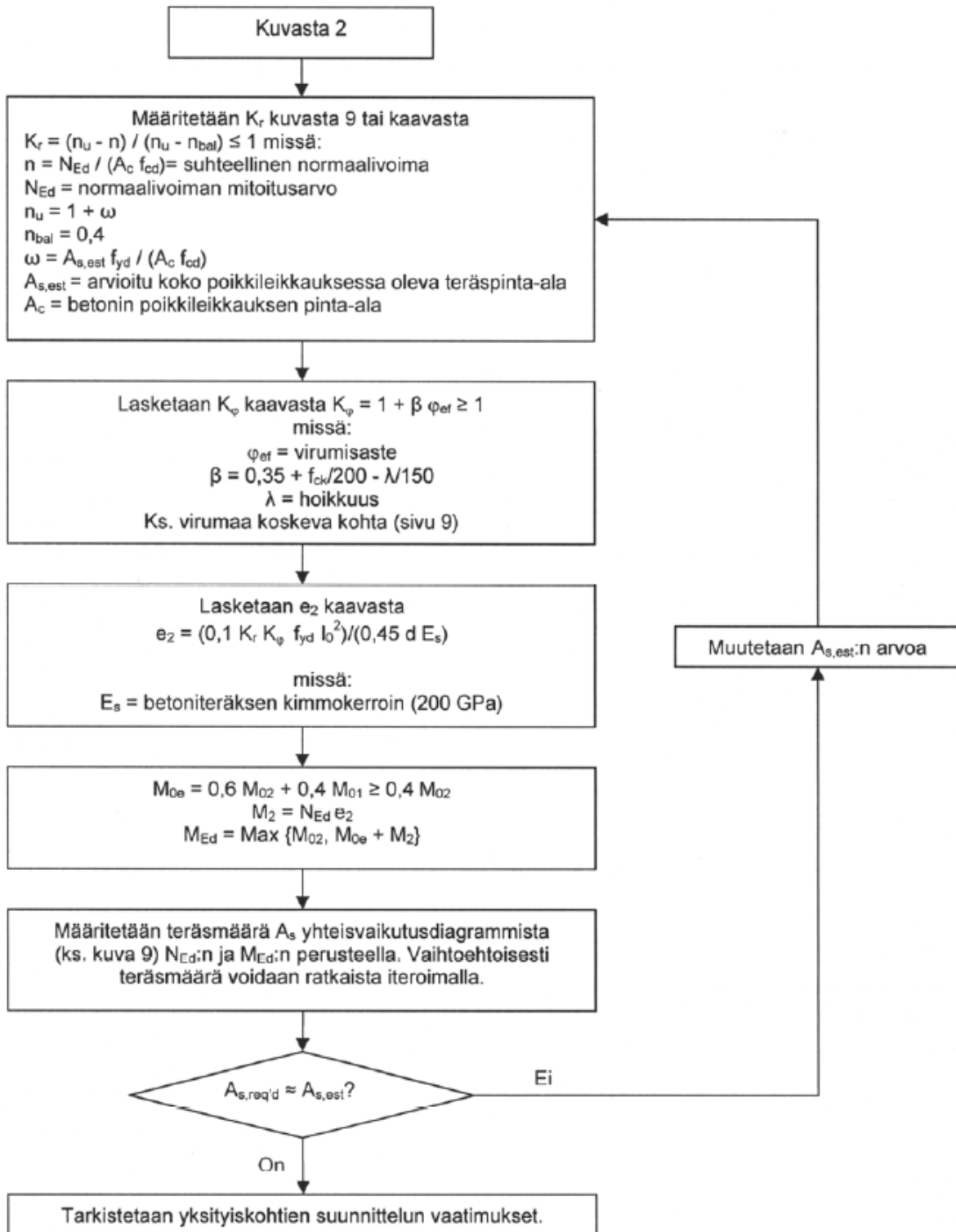
$$M_{Ed} = \max \{M_{02}, M_{0e} + M_2\} \geq \max(h/30, 20 \text{ mm}) N_{Ed} \text{ missä:}$$

M_{0e}	ekvivalentti momentti $M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02}$
M_{01}, M_{02}	päiden momentit $M_{01} = M_{1,end} + e_i N_{Ed}$ $M_{02} = M_{2,end} + e_i N_{Ed}$ $e_i = l_0/400$ (epätarkkuuden vaikutus) $M_2 = N_{Ed} e_2$, missä N_{Ed} on normaalivoiman mitoitusarvo ja e_2 on toisen kertaluvun vaikutusten aiheuttama taipuma
$M_{2,end}, M_{1,end}$	Momentti $M_{2,end}$ on itseisarvoltaan suurempi ja $M_{1,end}$ itseisarvoltaan pienempi pilarin päissä vaikuttavista ensimmäisen kertaluvun momenteista, joissa ei ole otettu huomioon epätarkkuuden vaikutusta. Jos momentit ovat erimerkkisiä, valitaan $M_{1,end}$ negatiiviseksi.

Pilarin, jonka mitoituksessa ei tarvitse ottaa huomioon toisen kertaluvun vaikutuksia, mitoitusmomentti on $M_{Ed} = M_{02}$.



Kuva Sivusiirtymättömän pilarin vuokaavio /15/



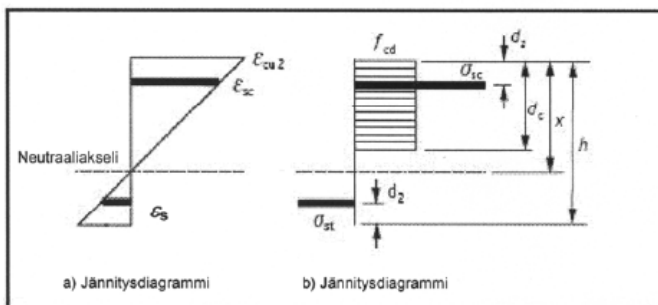
Kuva Hoikkien pilarien vuokaavio /15/

Sivusiirtyvät (=jäykistämättömät) pilarit

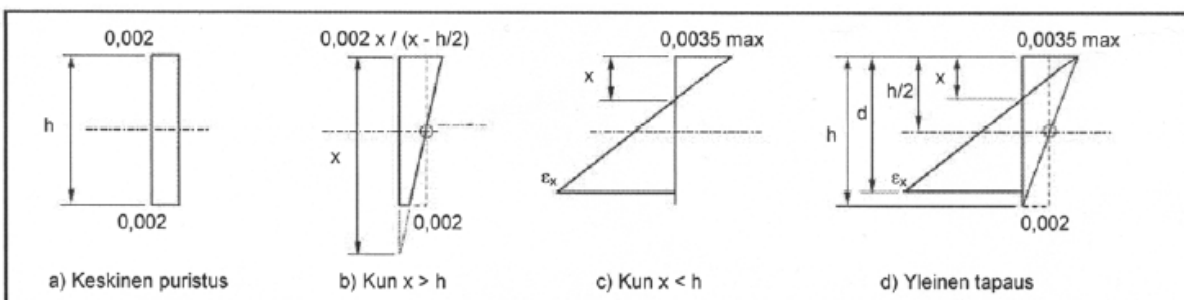
Eurokoodissa EN 1992-1-1 ei ole käsitelty sivusiirtyvän kehän mitoitus. Jäykistämättömien rakenneosien tehollisesta pituudesta on ohjeita Eurokoodissa EN 1992 ja rajahoikkuuskaavassa käytetään arvoa $C = 0,7$. Mitoitusmomentit määritetään siten, että niihin sisältyy toisen kertaluvun vaikutukset.

6.22 Pilarin kestävyys mitoitusarvo

Pilaripoikkileikkauksen kestävyys voidaan määrittää rajoittamalla kokoonpuristuma arvoon 2 ‰ – 3,5 ‰.



Kuva Pilarin yksinkertaistettu jännitys jakauma /15/



Kuva Pilaripoikkileikkauksen suhteelliset muodonmuutokset /15/

Normaalivoiman ja momentin rasittaman poikkileikkauksen yhdessä pinnassa olevien terästen poikkipinta-alan laskentaa varten voidaan johtaa seuraavat kaavat (oletetaan suorakaiteen muotoinen jännitysjaakauma)

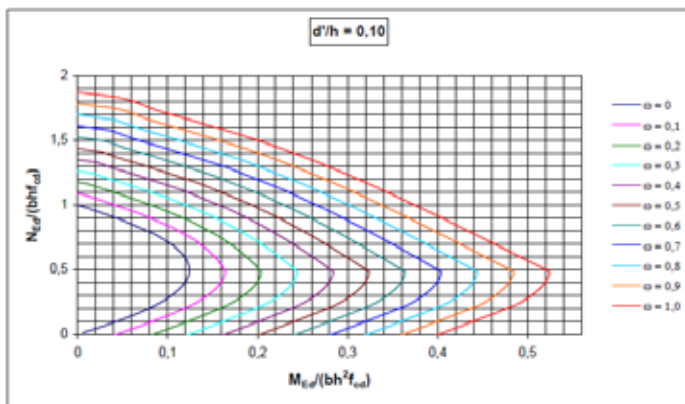
$$A_{sN}/2 = (N_{Ed} - f_{cd} b d_c) / (\sigma_{sc} - \sigma_{st}) \quad \text{missä:}$$

A_{sN}	A_{sN} = normaalivoimakestävyyden edellyttämä raudoituksen poikkileikkauksen kokonaispinta-ala
N_{Ed}	N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo
f_{cd}	f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$\sigma_{sc} (\sigma_{st})$	$\sigma_{sc} (\sigma_{st})$ = puristusraudoituksen (vetorausoituksen) jännitys
b	b = poikkileikkauksen leveys
d_c	d_c = puristuspinnan tehollinen korkeus = $\lambda x \leq h$
λ	$\lambda = 0,8$ betonin lujuusluokille $\leq C50/60$
x	x = puristuspinnan korkeus
h	h = poikkileikkauksen korkeus

$$A_{sM}/2 = [M - f_{cd} b d_c (h/2 - d_c/2)] / [(h/2 - d_c) (\sigma_{sc} + \sigma_{st})]$$

missä: A_{sM} = momenttikestävyyden edellyttämä raudoituksen kokonaispinta-ala

Käytännössä pilarin tarvittava teräsmäärä ratkaistaan yhteisvaikutusdiagrammista suhteellisen normaalivoiman ja momentin avulla kaavasta $A_s = \omega b h f_{cd} / f_{yd}$.



Kuva Pilarin yhteisvaikutusdiagrammi /15/

Esimerkki 2 Teräsbetonipilari

Mitoita teräsbetonimastopilari EC2:n mukaan, jos $M_g = 400 \text{ kNm}$, $M_q = 400 \text{ kNm}$, $N_g = 1000 \text{ kN}$, $N_q = 1000 \text{ kN}$. Kokeile poikkileikkausta $b \times h = 580 \times 580 \text{ mm}$, C50/60, A500H, toteutusluokka 1, rasitusluokka XC2. Pilarin pituus $L = 5 \text{ m}$, M_d mitoitusmomentti pilarin juuressa ja pilarin toisessa päässä $M_d = 0 \text{ kNm}$ ja momentti muuttuu tällä välillä lineaarisesti. Muuta poikkileikkausta tarvittaessa.

Pilarin mitoitus nimelliseen kaarevuuteen perustuvalla menetelmällä (EC2, kohta 5.8.8)

-pilarin pituus	$L := 5000 \text{ mm}$	
-poikkileikkaus	$b := 580 \text{ mm}$	$h := 580 \text{ mm}$
-Betoni C50/60-1	$f_{cd} := \frac{0.85 \times 50}{1.35} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$f_{cd} = 31.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
-Teräs A500HW		
-Ympäristön suhteellinen kosteus 50%	$f_{yd} := \frac{500}{1.1} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$f_{yd} = 454.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
-Betoni ikä tarkasteluajankohtana		
-Betoni ikä kuormituksen alkaessa	$E_s := 2 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
-Rasitusluokka XC2		

Pilarin mitoitus, yhteenveto

1. Lasketaan ensimmäisen kertaluvun voimasuureet N_{0Ed} , M_{0Ed}

2. Määritetään pilarin nurjahduspituus L_0

3. Lasketaan $K_T = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) < 1$

4. Lasketaan e_f ja $K = 1 + e_f > 1$

5. Lasketaan $e_2 := 0.1 \times \frac{e_f (K_T K_j x_{yd}) \times 10^{-2} \text{ m}}{0.45 \times E_s} \frac{\text{m}^2}{\text{m}^2}$

6. Momentin mitoitusarvo on

$$M_{Ed} = \max(M_{02}, M_{0Ed} + M_2, M_{01} + 0.5 M_2)$$

$$M_{0Ed} = 0.6 M_{02} + 0.4 M_{01} > 0.4 M_{02}$$

Mastopilareissa M_{0Ed} = maston juuressa vaikuttava momentti

7. Lasketaan tarpeellinen rauditus A_{sreq}

2. 1. kertaluvun voimasuureet

- Kuormat

$$N_d := 1.15 \times 1000 \text{ kN} + 1.5 \times 1000 \text{ kN}$$

$$M_d := 1.15 \times 400 \text{ kNm} + 1.5 \times 400 \text{ kNm}$$

$$M_{0Eqp} := 400 \text{ kNm}$$

$$N_d = 2.65 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$M_d = 1.06 \cdot 10^3 \text{ kNm}$$

- Mittaepätarkkuudet

$$a_h := \frac{2}{\sqrt{L_a}} \quad m := 1 \quad a_m := \sqrt{0.5 \frac{\sigma}{e} + \frac{1}{m} \frac{\sigma}{\phi}}$$

$$L_a := 5$$

$$f_0 := \frac{1}{200}$$

$$f_i := f_0 \cdot a_h \cdot a_m$$

$$f_i = 4.472 \cdot 10^{-3}$$

$$L := 5000 \text{ mm}$$

$$L_0 := 2.18 \times 5000 \text{ mm}$$

$$e_i := \max\left\{\frac{\sigma}{e} \frac{L_0}{2}, \frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right\}$$

$$e_i = 24 \text{ mm}$$

- Lasketaan ensimmäisen kertaluvun voimasuureet N_{0Ed} , M_{0Ed}

$$N_{0Ed} := N_d$$

$$N_{0Ed} = 2.65 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{01} := N_{0Ed} \times \frac{f_i}{2} \times L_0$$

$$M_{01} = 6.459 \cdot 10^4 \text{ J}$$

$$M_{02} := N_{0Ed} \times \frac{f_i}{2} \times L_0 + M_d$$

$$M_{02} = 1.125 \cdot 10^6 \text{ J}$$

$$M_{0Ed} := M_{02}$$

$$M_{0Ed} = 1.125 \cdot 10^6 \text{ J}$$

3. Nurjahduspituus

$$f_{\text{loppu}} := 1.5$$

$$A_c := b \cdot h$$

$$f_{\text{ef}} := f_{\text{loppu}} \times \frac{M_{0\text{EqP}}}{M_{0\text{Ed}}}$$

$$f_{\text{ef}} = 0.534$$

$$A := \frac{1}{(1 + 0.2 \cdot f_{\text{ef}})}$$

$$A = 0.904$$

$$A_s := 4 \cdot \rho \cdot (12.5 \cdot \text{mm})^2$$

$$w := \frac{(A_s \cdot f_{yd})}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$B := \sqrt{1 + 2 \cdot w}$$

$$B = 1.081$$

$$m := \frac{M_{01}}{M_{02}}$$

$$C := 1.7 - m$$

$$C = 1.643$$

$$N_{\text{Ed}} := N_{0\text{Ed}}$$

$$n := \frac{N_{\text{Ed}}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$l_{\text{lim}} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

$$l_{\text{lim}} = 64$$

Lasketaan nurjahduspituus $L := 5000 \cdot \text{mm}$

$$k_1 := 0.1$$

$$k_2 := 10^6$$

$$L_0 := 2.18 \cdot L$$

$$L_0 = 10.9 \text{ m}$$

$$h = 0.58 \text{ m}$$

$$l := \frac{L_0}{0.289 \cdot h}$$

$$l = 65$$

>

$$l_{\text{lim}}$$

Toisen kertaluvun vaikutukset huomioitava

4. 2. kertaluvun voimasuureet

rasitusluokka XC2

tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$$c_{\min.b} := 32 \text{ mm}$$

ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$$c_{\min.dur} := 20 \text{ mm} - 5 \text{ mm}$$

lisävarmuus

$$Dc_{dur.g} := 0$$

vähennys rst-teräkselle

$$Dc_{dur.st} := 0$$

vähennys lisäsuojauksesta

$$Dc_{dur.add} := 0$$

$$c_{\min} := \max(c_{\min.b}, c_{\min.dur} + Dc_{dur.g} - Dc_{dur.st} - Dc_{dur.add}, 10 \text{ mm})$$

$$c_{\min} = 32 \text{ mm}$$

$$Dc_{dev} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := c_{\min} + Dc_{dev} \quad f_{ht} := 10 \text{ mm} \quad f_{pt} := 32 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 42 \text{ mm}$$

$$d := h - c_{nom} - f_{ht} - \frac{f_{pt}}{2} = 0.512 \text{ m}$$

$$n_{bal} := 0.4 \quad n_u := 1 + w$$

$$K_r := \min\left(\frac{\xi (n_u - n)}{\xi (n_u - n_{bal})}, \frac{\xi}{\xi} \right) \leq 1$$

$$f_{ck} := 50 \quad b := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{1}{150}$$

$$b = 0.166$$

$$f_{ef} = 0.534$$

$$K_j := \max\left(\frac{1}{\xi}, 1 + b f_{ef}\right), 1$$

$$K_j = 1.089$$

$$f_{yd} = 4.545 \cdot 10^8 \text{ Pa} \quad E_s = 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d = 0.512 \text{ m}$$

$$e_2 := 0.1 \frac{\xi (K_r K_j f_{yd}) \frac{d^2}{0.45 d E_s}}{\xi}$$

$$e_2 = 128 \text{ mm}$$

$$M_2 := N_{0Ed} e_2$$

$$M_2 = 338.2 \text{ m kN}$$

5. Poikkileikkauksen mitoitus

$$M_{01} := N_{0Ed} \times \frac{f_i}{2} \times L_0$$

$$M_{01} = 6.5 \cdot 10^4 \text{ J}$$

$$M_{02} := N_{0Ed} \times \frac{f_i}{2} \times L_0 + M_d$$

$$M_{02} = 1.125 \cdot 10^6 \text{ J}$$

$$M_{0Ed} := M_{02}$$

$$M_{0Ed} = 1.125 \cdot 10^6 \text{ J}$$

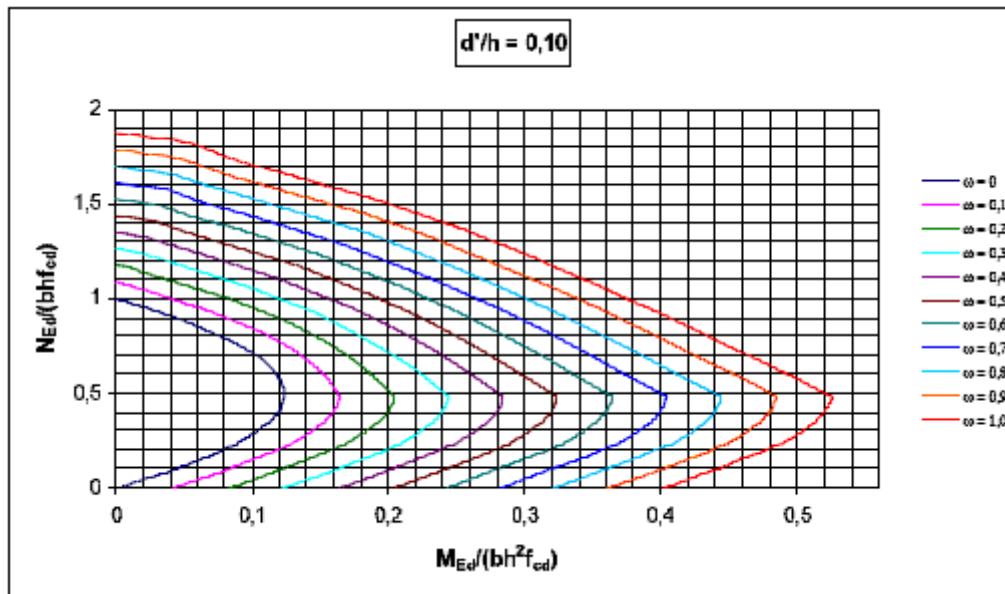
$$M_{Ed} := M_{02} + M_2$$

$$M_{Ed} = 1.463 \cdot 10^3 \text{ m}\cdot\text{kN}$$

$$n := \frac{N_{0Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad n = 0.25$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad m = 0.238$$

$$w := 0.35$$



$$f_{cd} = 31.5 \times \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} = 455 \times \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$A_s := w \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \times b \times h$$

$$A_s = 8155 \text{ mm}^2$$

Yhden sivun terästarve on 4060 mm², valitaan nurkkiin 3T32 teräokset

$$6 \times (16 \text{ mm})^2 = 4.825 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Pilarin maksimi- ja minimiteräsmäärät:

$$A_{smin} := \max \left(0.1 \times \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.002 \times A_c \right)$$

$$A_{smin} = 673 \text{ mm}^2$$

$$A_{smax} := 0.06 \times A_c$$

$$A_{smax} = 20184 \text{ mm}^2$$

Hakaraudoitus

haan minimihalkaisija on 10 mm tai 0.25* pääteräksen halkaisija
valitaan T10 umpihaka

hakaväli enintään 15 * pääteräksen halkaisija = 450 mm
tai pilarin pienin sivumitta on 580 mm

Harjoitus 2 : Mastojäykistetty teräsbetonihalli



Kuva Mastojäykistetty teräsbetonihalli

Tehtävänä on suunnitella teräsbetonihalli, minkä jänneväli on $24\text{m} + AA/3$, kehäjako 12.0 m ja ulkoseinien korkeus $6\text{m} + BB/10\text{ m}$. Arvot riippuvat muuttujista $AA =$ syntymäkuukausi ja $BB =$ syntymäpäivä. Rakennuksen päätyyn suunnitellaan ontelolaattavälipohja. Tehtävä sisältää mm seuraavat osiot:

Rakennuksen esittely

- rakenteellinen järjestelmä
- rakenteiden luokitus
- kuormitukset

Voimasuureet

- mastojäykistetty kehä
- jäykistysjärjestelmä

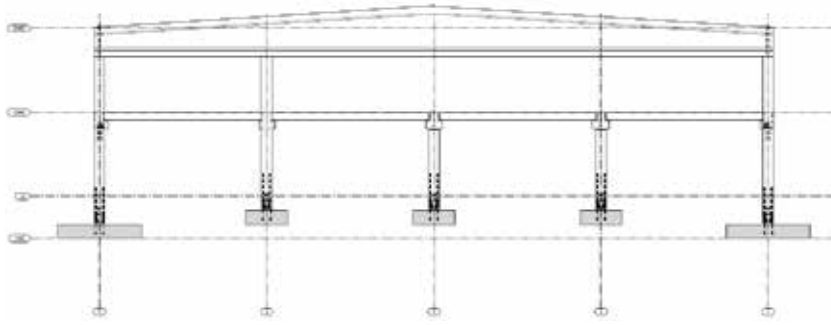
Rakenneosien mitoitus

- mastopilari
- välipohjan elementtipalkki
- välipohjan ontelolaatasto
- yläpohjalaatasto
- perustukset
- liitokset

Rakennekuvat

- tasokuvat: perustus, välipohja, yläpohja
- leikkaukset: pituus- ja poikkileikkaus
- tyyppielementtien tuotantokuvia
- Autodesk Structural Analyses-laskelmia

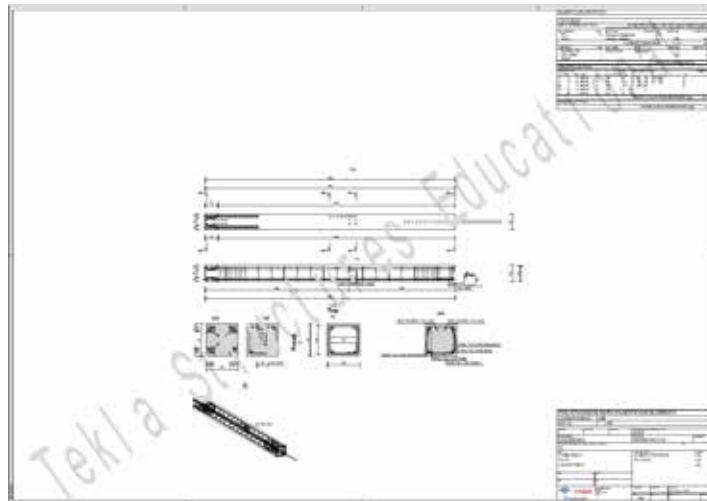
TeklaStructure-suunnitelmia



Kuva TeklaStructure - poikkileikkaus



Kuva TeklaStructure – ontelolaatta- tasokuva



Kuva TeklaStructure – pilarin raudoituskuva

6.3 Teräsbetoni-laatat

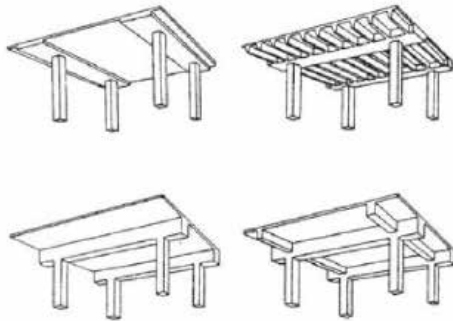
Laattarakenne on tasomainen rakenne, jossa paksuus on selvästi pienempi kuin kaksi muuta sivua ja kuormitus on kohtisuorassa tasoa vastaan.

Laatat voidaan jakaa rakenteellisen toiminnan mukaan

- yhteen suuntaan kantavat laatat
- kahteen suuntaan kantavat laatat

ja valmistustavan mukaan

- paikalla valetut laatat
- elementtilaatat



Kuva Pilarilaattatyyppejä /24/

Yhteen suuntaan kantavien laattojen voimasuureet voidaan laskea samalla tavalla kuin palkkien voimasuureet. Ristiin kantavilla laatoilla kuorman siirtyminen laatan eri suunnissa riippuu laatan jännemitasta ja raudoituksesta. Laattojen laskentaa varten on kehitetty erilaisia menetelmiä: MBP-massivilaattamenetelmä, Myötöviivateoria, Kaistamenetelmä, Kimmoteoria ja Numeeriset laskentamenetelmät.

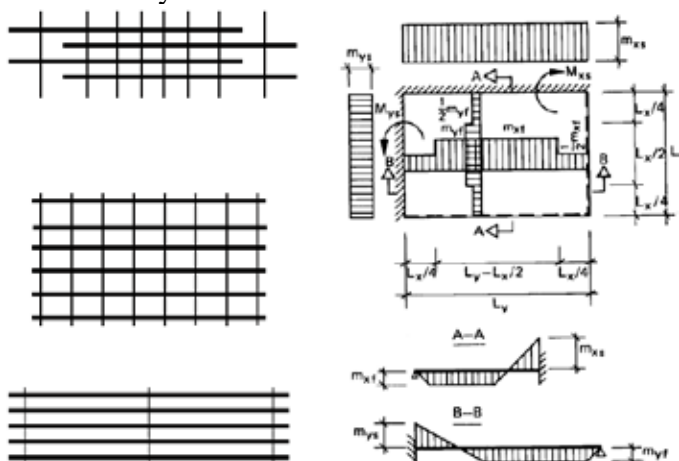
Massivilaattamenetelmä on tarkoitettu tasaisesti kuormitettujen ja suorakaiteen muotoisten kaikilta reunoilta tuettujen laattojen laskentaan. Se perustuu myötöviivateorialla valmiiksi laskettuihin taulukoihin. Kenttä ja tukimomenttien suhde valittu kimmoteorian perusteella. Menetelmässä tarkkuustasoja A, B ja C tukimomenttien tasauksen tarkkuuden perusteella.

Myötöviivateoria edellyttää plastisuusteorian myötömekanismien syntymisen. Rakenteella oltava riittävä muodonmuutoskyky. Mitoitusta varten kehitetty valmiita kaavoja erilaisten laattatyyppeiden ja tuentatapausten laskentaan. Käytetään yleisesti väestösuojien ja pilarilaattojen laskentaan.

Kaistamenetelmässä laatasta oletetaan toimivan palkkeja ristikkäisissä suunnissa. Kuorma voidaan jakaa eri suuntien palkeille melko vapaasti ja voimatasapaino on helppo hallita. Laskentamenetelmä on havainnollinen ja se suosii järkeviä rauditusratkaisuja. Rauditus voidaan sijoittaa sinne, missä se toimii tehokkaimmin. Teräsbetonirakenne toimii siten kuin se raudoitetaan.

Lineaarisen kimmoteorian avulla voidaan muodostaa laatan yleinen differentiaaliyhtälö, joka voidaan ratkaista analyttisesti muutamissa yksinkertaisissa tapauksissa. Käytännön laattatehtävien ratkaisuun kimmoteoria ei sovellu. Laatan differentiaaliyhtälön ratkaisuun kehitetty numeerisia ratkaisumenetelmiä, joista tärkein on elementtimenetelmä. Nykyaikaiset numeeriset laskentamenetelmät perustuvat elementtimenetelmään. Parhaat elementtimenetelmäohjelmistot pystyvät käsittelemään tb-rakenteen epälineaarista käyttäytymistä: halkeilua ja raudituksen myötäämistä .

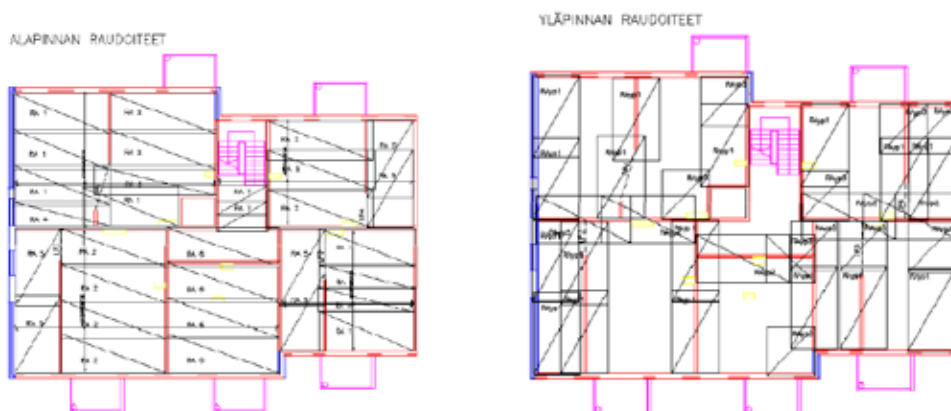
Laatta mitoitetaan rakenneanalyysistä saaduille mitoitusvoimasuureille. Murtorajatilassa mitoitus tehdään taivutukselle ja leikkaukselle ja raudituksen ankkuroinnille. Laatat ovat tavallisesti leikkausraudoittamattomia. Käyttörajatilassa tarkistetaan laatan taipuma ja halkeamaleveys.



Kuva Laatan rauditus /24/

Kuva Laatan voimasuureet /24/

Laatat raudoitetaan joko verkkoraudoituksella, nauha / kaistauradotteilla tai irtotankoraudoituksella.



Kuva Laatan verkkorauditus /25/

Basic Case Moments: Table 3.1

Slab 1: Case 3

$$\begin{array}{lll}
 a_{xf1} := 0.0494 & a_{yf1} := 0.0472 & a_{ys1} := 0.0684 \\
 m_{xf1} := a_{xf1} \cdot p_d \cdot l_{x1}^2 & m_{xf1} = 12.226 & \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \\
 m_{yf1} := a_{yf1} \cdot p_d \cdot l_{x1}^2 & m_{yf1} = 11.682 & \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \\
 m_{ys1} := a_{ys1} \cdot p_d \cdot l_{x1}^2 & m_{ys1} = 16.929 & \frac{\text{kNm}}{\text{m}}
 \end{array}$$

Slab 2: Case 2

$$\begin{array}{lll}
 a_{xf2} := 0.0520 & a_{yf2} := 0.0350 & a_{xs2} := 0.0690 \\
 m_{xf2} := a_{xf2} \cdot p_d \cdot l_{x2}^2 & m_{xf2} = 8.237 & \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \\
 m_{yf2} := a_{yf2} \cdot p_d \cdot l_{x2}^2 & m_{yf2} = 5.544 & \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \\
 m_{xs2} := a_{xs2} \cdot p_d \cdot l_{x2}^2 & m_{xs2} = 10.93 & \frac{\text{kNm}}{\text{m}}
 \end{array}$$

Imposed Load Additions: Table 8.1

$$\begin{array}{ll}
 q_k = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} & q_d := 1.5 \cdot q_k \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 a_{qx1} := 0.00 & a_{qy1} := 0.0059 \\
 a_{qx2} := 0.00 & a_{qy2} := 0.00585
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll}
 \text{Additions } m_{xf1} := m_{xf1} + a_{qx1} \cdot q_d \cdot l_{x1}^2 & m_{xf1} = 12.226 \\
 m_{yf1} := m_{yf1} + a_{qy1} \cdot q_d \cdot l_{x1}^2 & m_{yf1} = 12.124 \\
 m_{xf2} := m_{xf2} + a_{qx2} \cdot q_d \cdot l_{x2}^2 & m_{xf2} = 8.237 \\
 m_{yf2} := m_{yf2} + a_{qy2} \cdot q_d \cdot l_{x2}^2 & m_{yf2} = 5.825
 \end{array}$$

The Moment Capacity of a minimum Reinforced slab:

Strengths	Concrete	$K := 35$	$g_c := 1.35$	$f_{cd} := 0.85 \times \frac{K}{g_c}$	$f_{cd} = 22.037$
		$f_{ctk} := 0.3 \times K^{\frac{2}{3}}$		$f_{ctk} = 3.21$	
	Steel	$f_{yk} := 600$	$g_s := 1.1$	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{g_s}$	$f_{yd} = 545.455$
		$h := 240$	$b := 1000$	$A_c := b \times h$	$d := 190$
		$A_{smin} := 0.26 \times \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \times A_c$		$A_{smin} = 333.836$	
		$w := \frac{A_{smin}}{b \times d} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$	$w = 0.043$	$b := w$	
		$m := b \times \left(1 - \frac{b}{2 \times d}\right) \times w$	$m = 0.043$		
		$M_u := m \times b \times d^2 \times f_{cd}$			
		$M_u = 3.385 \cdot 10^7$			

The Final Support Moments according to the stiffness of the slabs:

Stiffness:	$k := b \times \frac{h^3}{L_{x1}}$	->	$k := \frac{b}{L_{x1}}$	
	$k_1 := \frac{6.34}{L_{x1}}$		$k_1 = 1.268$	
	$k_2 := \frac{6.33}{L_{x2}}$		$k_2 = 1.583$	
	$Dm := m_{ys1} - m_{xs2} $		$Dm = 5.999$	
	$Dm_1 := \frac{k_1}{k_1 + k_2} \times Dm$		$Dm_1 = 2.669$	
	$Dm_2 := \frac{k_2}{k_1 + k_2} \times Dm$		$Dm_2 = 3.331$	

The Final Support Moment:

$$m_{xs2} + Dm_1 = 13.598 \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{ys1} - Dm_2 = 13.598 \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Slab 1

The Support Moment decreases - >The Field Moment increases

$$y_{y1} := 0.172 \quad y_{x1} := 0.338$$

$$Dm_{fx1} := 0.6y_{x1} \times Dm_1 \quad Dm_{fx1} = 0.541 \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$Dm_{fy1} := 0.6y_{y1} \times Dm_1 \quad Dm_{fy1} = 0.275 \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{fx1} := m_{xf1} + Dm_{fx1} \quad M_{fx1} = 12.768 \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{fy1} := m_{yf1} + Dm_{fy1} \quad M_{fy1} = 12.4 \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Slab2

The Support Moment increases - >The Field Moment decreases

$$y_{y2} := 0.350 \quad y_{x2} := 0.373$$

$$Dm_{fx2} := y_{x2} \times Dm_2 \quad Dm_{fx2} = 1.242 \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$Dm_{fy2} := y_{y2} \times Dm_2 \quad Dm_{fy2} = 1.242 \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{fx2} := m_{xf2} - Dm_{fx2} \quad M_{fx2} = 6.994 \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{fy2} := m_{yf2} - Dm_{fy2} \quad M_{fy2} = 4.582 \quad \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

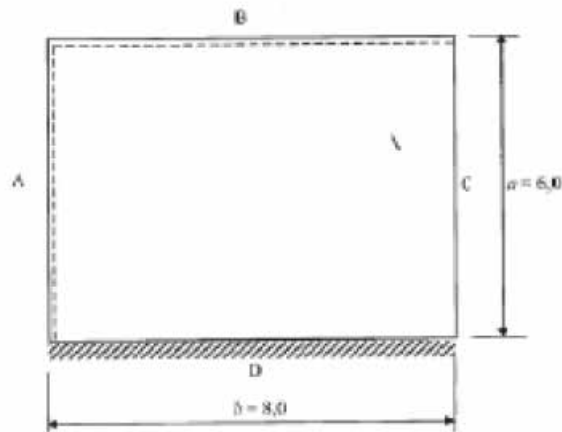
The Reinforcement

$$A_{smin} = 334 \quad \text{mm}^2$$

Minimiraudoituksen antama momenttikapasiteetti $M_u = 33.8 \text{ kNm}$ riittää sekä kentässä että tuella. Suunnittele raudoituskuva.

Esimerkki 4 Laatan suunnittelu plastisuusteorialla

/ 26/



Kuva Massiivilaatta

Mitoitetaan laatta plastisuusteorian mukaan siten, että kantokuorma sisältäen oman painon ja hyötykuorman on vähintään 8 kN/m^2

Osavarmuusluvut

$$g_c := 1.5 \quad g_s := 1.15 \quad h := 200 \text{ mm}$$

Lujuudet

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad a_{cc} := 0.85 \quad l := 0.8 \quad e_{cu} := -0.0035$$

$$f_{cd} := a_{cc} \frac{f_{ck}}{g_c} \quad f_{cd} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ck} := 35 \quad E_s := 2 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad f_{ctm} := 3.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{g_s} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Asmin

$$f_{ctm} = 3.21 \quad f_{yk} := 500 \quad b := 1000 \text{ mm} \quad d := 170 \text{ mm}$$

$$A_{smin} := 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d \quad A_{smin} = 284 \text{ mm}^2 \quad n := \frac{A_{smin}}{50 \text{ mm}^2} = 5.675$$

$$s := \frac{(1000 \text{ mm})}{n} = 176 \text{ mm}$$

Vaihe 1: Valitaan paksuus niin, että taipumia ei tarvitse tarkistaa

$$d := 3 \times \sqrt{\frac{m_{Ed}}{f_{cd}}}$$

Vaihe 2. Perustapausten tukimomenttikertoimet α_{cs} ovat verrannollisia tuilla tarvittaviin myötömomenteihin.

$$m := \frac{m_{Rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad b := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m} \quad w := b \cdot \alpha_{cs} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Vaihe 3: myötömomentin oltava suurempi kuin minimiraudoitusta vastaava kapasiteetti

Valitaan lyhyemmän suunnan raudoitukseksi $A_s = 250 \text{ mm}^2$ $b = 1 \text{ m}$ $d = 0.17 \text{ m}$ $f_{yd} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.032 \quad b := w \quad m := b \cdot \alpha_{cs} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.032$$

$$m_{Rdmin} := m \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 18.2 \text{ kNm}$$

Vaihe 4: ortotropiasuhde ja laatan muunnetut sivupituudet:

Taulukko 3.1. Momenttikertoimet α_{cs} . Taulukkoerä 1.

Tuen- tapaus	1		2		
	α_{yf}	α_{xt}	α_{cs}	α_{yf}	α_{xt}
1,0	0,0555	0,0885	0,0676	0,0366	0,0429
1,1	564	629	626	364	471
1,2	564	694	672	365	495
1,3	555	754	714	343	508
1,4	542	807	752	331	509
1,5	526	854	786	320	517
1,6	508	894	816	310	522
1,7	492	928	842	301	523
1,8	478	958	864	293	520
1,9	466	982	884	286	520
2,0	454	1006	900	280	522
∞		1250	1250		704

$$\frac{L_y}{L_x} = 2$$

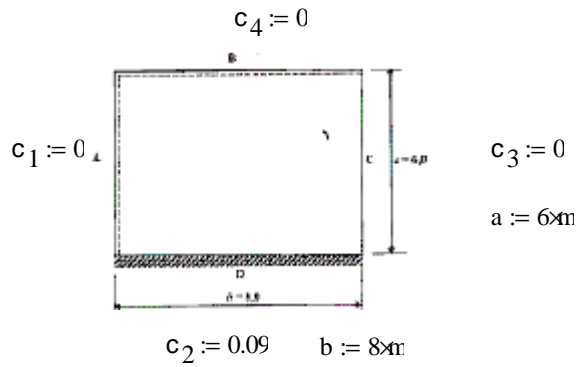
$$a_{xs} := 0.09$$

$$a_{yf} := 0.029$$

$$a_{xf} := 0.0632$$

$$h := \frac{a_{yf}}{a_{xf}} = 0.459$$

Kuva /26/



$$a_r := \frac{(2 \times a)}{\sqrt{1 + c_2} + \sqrt{1 + c_4}} = 5.871\text{m}$$

$$b_r := \frac{(2 \times b)}{\sqrt{h} \times \sqrt{1 + c_1} + \sqrt{1 + c_3}} = 9.539\text{m}$$

5. taivutuskestävyys lyhyemmän jänteen suunnassa tulee olla vähintään sellainen, että $a_{\text{xfd}} > a_{\text{min}}$

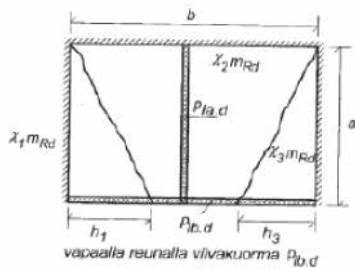
(3) Kolmelta sivulta tuetut laatat

Laatoilla tasainen kuorma p_d ja viivakuormat $p_{l_1,d}$ ja $p_{l_2,d}$

$P_d = p_d ab$ = tasaisen kuorman kokonaisarvo

$P_{l_1,d} = p_{l_1,d} b$; $P_{l_2,d} = p_{l_2,d} b$ ovat viivakuormien kokonaisarvot

$$\alpha = \frac{P_{l_1,d}}{P_d}; \quad \beta = \frac{P_{l_2,d}}{P_d}$$



$$b_r = \frac{2b}{\sqrt{1 + \chi_1} + \sqrt{1 + \chi_3}}$$

$$h_1 = h \sqrt{1 + \chi_1}; \quad h_3 = h \sqrt{1 + \chi_3}$$

$$\kappa = \frac{2}{3} \frac{1 + 3\beta}{1 + \alpha + 2\beta} \frac{a}{b_r}$$

$$\frac{a}{h} = \kappa + \sqrt{\kappa^2 + \frac{\chi_2 b_r \kappa}{2a} + 1}$$

$$m_{Rd} \left(\frac{\chi_2 b_r}{4a} + \frac{a}{h} \right)$$

$$= \frac{1}{8} f_d a b_r (1 + \alpha + 2\beta)$$

Kuva Laatan kantokuorma / 26/

$$L_{xr} := a_I \quad L_{yr} := b_I$$

$$a_{\text{xfd}} := \frac{a_I}{24} \sqrt[3]{\frac{e}{a} \left(3 + \frac{a_{xr}^2}{L_{yr}} \right) - \frac{a_{xr}^2}{L_{yr}}} = 0.062$$

RATKAISTAAN KANTOKUORMA MYÖTÖVIIVATEORIAALLA SITEN, ETTÄ $p_d > 8 \text{ kN/m}$ PÄÄDYTÄÄN RATKAISUUN, MISSÄ KENTÄN MOMENTTIKAPASITEETTI LYHYEMMÄN JÄNNEVÄLIN SUUNNASSA TULEE OLLA $> 40 \text{ kNm}$, MIKÄ ON MYÖS SUUREMPI KUIN MINIMIRAUDOITUSTA VASTAAVA KAPASITEETTI

$$c_2 = 0.09 \quad b_r = 9.539 \text{ m} \quad a = 6 \text{ m} \quad m_{Rdmin} = 18.2 \text{ kNm} \quad m_{Rd2} := 40 \text{ kNm}$$

$$b_r := \frac{(2b)}{\sqrt{h \times \sqrt{1 + c_1} + \sqrt{1 + c_3}}} = 9.539 \text{ m}$$

$$h_1 := h \times \sqrt{1 + c_1} \quad h_3 := h \times \sqrt{1 + c_3}$$

$$k := \frac{a^2 \cdot c_2}{3 \cdot c_1 \cdot b_r} = 0.419$$

$$ah := k + \sqrt{k^2 + \frac{c_2 \cdot b_r \cdot k}{2a} + 1} = 1.517$$

$$p_d := \frac{m_{Rd2} \cdot \frac{c_2 \cdot b_r \cdot k}{4a} + ah \cdot \frac{m_{Rdmin}}{a \cdot b_r}}{a \cdot b_r} = 8.685 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad p_d = 8.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

KOSKA $a_{xf} = 0.062$ ON HYVIN LÄHELLÄ TAULUKKOSARJAN ALKUPERÄISIÄ KERTOIMIA TYYDYTÄÄN ALKUPERÄISIIN ARVOIHIN

$$a_{xs} := 0.09 \quad a_{yf} := 0.029 \quad a_{xf} := 0.0632 \quad L_x := 6 \text{ m} \quad L_y := 8 \text{ m}$$

$$m_{xf} := a_{xf} \cdot p_d \cdot L_x^2 = 19.8 \text{ kNm}$$

$$m_{xs} := -\frac{a_{xs}}{2} \cdot p_d \cdot L_x^2 = -28.1 \text{ kNm}$$

$$m_{yf} := a_{yf} \cdot p_d \cdot L_x^2 = 9.1 \text{ kNm}$$

$$m_{ys} := 0$$

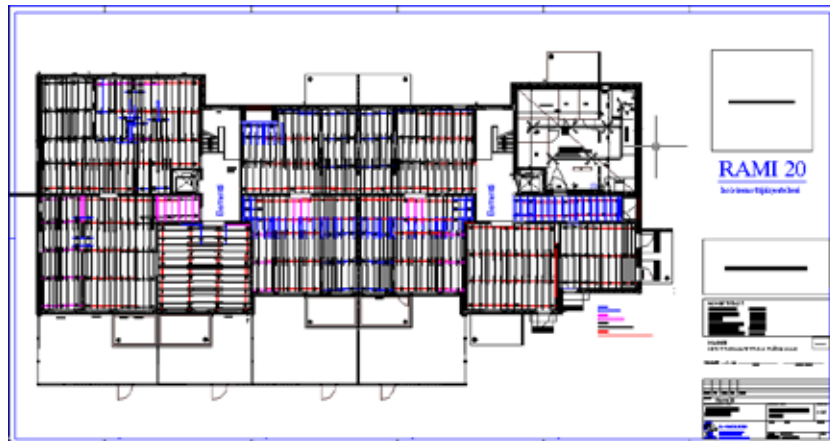
LOPULLISET TUKIMOMENTIT SIIS PIENENTÄVÄT KENTTÄMOMENTTEJA PLASTISUUSTEORIAN MAKSIMIARVOSTA.

Tarkistetaan vielä laatan paksuus, jotta taipumia ei jouduta tarkistamaan

$$m_{Ed} := 40 \times 10^3 \quad f_{cd} := 19.8 \quad d := 3 \times \sqrt{\frac{m_{Ed}}{f_{cd}}} \quad d = 134.84 \quad \text{OK}$$



Kuva Paikallavalulaatan muottityö



Kuva Rami- muottisuunnitelma

7 Käyttörajatilat

Taivutettujen rakenteiden käyttörajatiloja on käsitelty kohdassa 6.16

8 Raudituksen yksityiskohtien suunnittelu

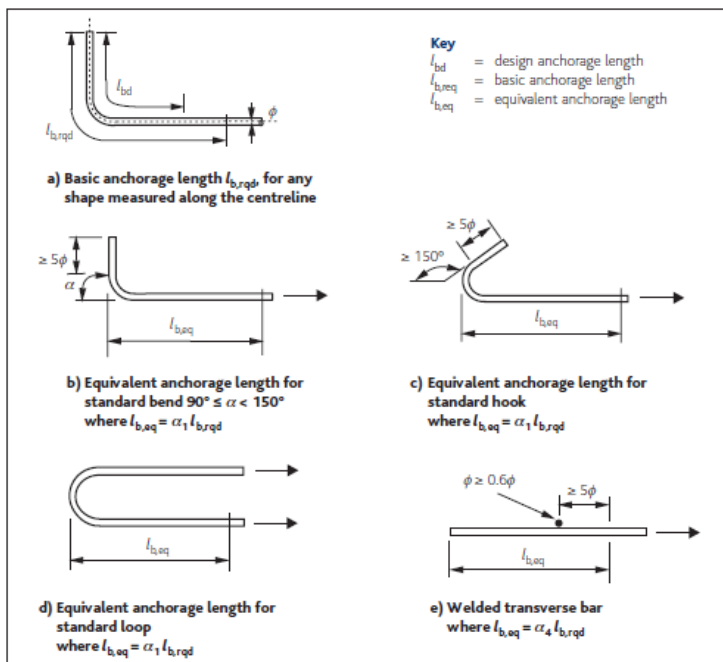
Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 luvussa 8 esitetään säännöt koskien pääasiassa staattisesti kuormitettua harjatangoista muodostettua raudoitusta, verkkoraudoitusta ja jäniteitä.

Tankojen väliset etäisyydet

Yksittäisten yhdensuuntaisten tankojen vapaan välin (vaaka- ja pystysuuntaan) ja rinnakkaisten tankojen vaakakerrosten välin edellytetään olevan vähintään suurin arvoista; tangon halkaisija, ($d_g + 3 \text{ mm}$) ja 20 mm, missä d_g on kiviaineksen suurin raekoko.

Raudituksen vaurioitumisen välttämiseksi tangon taivutustelan halkaisijan (taivutustelan halkaisijan) edellytetään olevan vähintään $\varphi_{m,\min}$.

Rauditustangot, -langat tai hitsatut verkot tulee ankkuroida siten, että tartuntavoimat siirtyvät luotettavasti betonille tangon suuntaista halkeilua tai lohkeilua aiheuttamatta. Tarvittaessa tulee käyttää poikittaisraudoitusta.



Kuva Suorana tankona ankkuroinnista poikkeavia ankkurointimenetelmiä /23/

Harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvona f_{bd} murtorajatilassa voidaan käyttää arvoa $f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$ missä

f_{ctd} betonin vetolujuuden mitoitusarvo
 η_1 kerroin, joka liittyy tartuntaolosuhteiden laatuun ja tangon sijaintiin betonoinnin aikana $\eta_1 = 1, \eta_1 = 0,7$ kaikissa muissa tapauksissa
 η_2 riippuu tangon halkaisijasta:
 $\eta_2 = 1,0$ kun $\phi \leq 32$ mm
 $\eta_2 = (132 - \phi)/100$ kun $\phi > 32$ mm

Ankkurointipituudelta vaadittava perusarvo $l_{b,rqd}$ saadaan seuraavasta kaavasta

$$l_{b,rqd} = (\phi/4) (\sigma_{sd}/f_{bd})$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo l_{bd} on

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

vetovoimaa ankkuroitaessa: $l_{b,min} \geq \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$

Taulukko Ankkurointipituus /14/

Design Anchorage Length, l_{bd} (8.4.4)

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

α_1 effect of bends

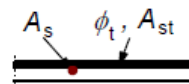
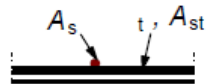
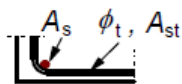
For straight bars $\alpha_1 = 1.0$, otherwise 0.7

α_2 effect of concrete cover

$\alpha_2 = 1 - 0.15(\text{cover} - \phi)/\phi \geq 0.7$ and ≤ 1.0

α_3 effect of confinement by transverse reinforcement (not welded)

$\alpha_3 = 1 - K\lambda \geq 0.7$ and ≤ 1.0 where $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$



$K = 0.1$

$K = 0.05$

$K = 0$

α_4 effect of confinement by welded transverse reinforcement

$\alpha_4 = 0.7$

α_5 effect of confinement by transverse pressure

$\alpha_5 = 1 - 0.04p \geq 0.7$ and ≤ 1.0

where p is the transverse pressure (MPa) at ULS along l_{bd}

$(\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5) \geq 0.7$

$l_{b,min} > \max(0.3l_b; 15\phi, 100\text{mm})$

Limitypituus

Jatkospituuden mitoitusarvo on

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad \text{missä}$$

$$l_{0,min} \geq \max \{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}$$

Design Lap Length, l_0 (8.7.3)

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

$\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5$ are as defined for anchorage length

$$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5} \text{ but between } 1,0 \text{ and } 1,5$$

where ρ_1 is the % of reinforcement lapped within $0,65l_0$ from the centre of the lap

Percentage of lapped bars relative to the total cross-section area	< 25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5

Note: Intermediate values may be determined by interpolation.

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200\}$$

Limitysvyöhykkeeseen tarvitaan poikittaisraudoitus, joka ottaa vastaan poikittaiset vetovoimat. Yksittäisiä tankoja koskevat säännöt koskevat myös tankonippuja.

Mitoitettaessa nippu korvataan nimellisellä tangolla, jolla on sama poikkileikkausala ja sama painopiste kuin nipulla. Tämän nimellisen tangon ekvivalentti halkaisija φ_n

$$\varphi_n = \varphi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm missä}$$

n_b on nipussa olevien tankojen määrä, jota rajoittavat arvot:

$n_b \leq 4$ pystysuuntaisissa puristustangoissa ja limijatkoksessa olevissa tangoissa

$n_b \leq 3$ kaikissa muissa tapauksissa.

Hakojen ja leikkausraudoituksen ankkurointi toteutetaan tavallisesti taivutusten ja koukkujen avulla tai hitsatun poikittaisraudoituksen avulla.

8.1 Rakenneosien yksityiskohtien suunnittelu ja erityiset säännöt

Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 luvussa 9 esitetään rakenneosien yksityiskohtien suunnitteluohjeet.

Palkit

Pääraudoituksen vähimmäisalana käytetään arvoa

$$A_{s,min} = 0,26 f_{ctm} b t / f_{yk}, \text{ mutta vähintään } 0,013 b t d$$

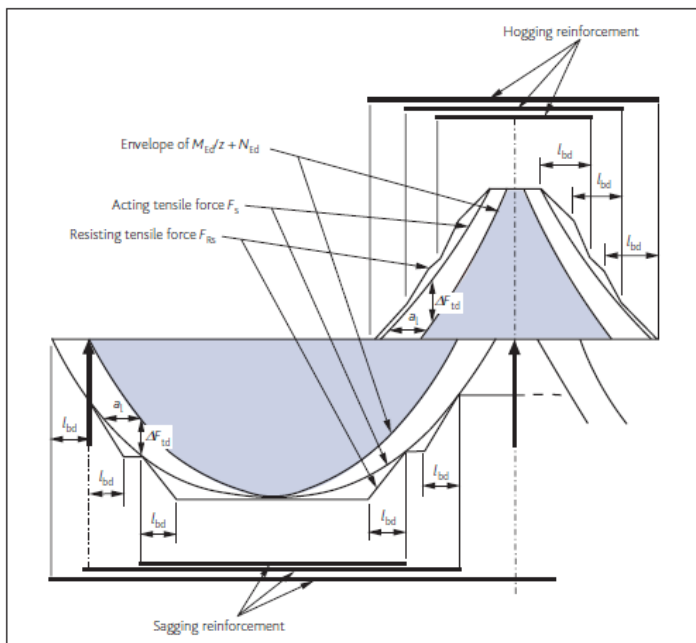
Leikkausraudoitetuissa rakenneosissa lasketaan lisävetovoima ΔF_{td} .
 Leikkausraudoittamattomassa rakenneosassa ΔF_{td} voidaan arvioida siirtämällä momenttikäyrää mitan $a_1 = d$ verran.

Tätä momenttipinnan siirtoperiaatetta voidaan myös käyttää leikkausraudoitetuissa rakenneosissa, jolloin

$$a_1 = z (\cot \theta - \cot \alpha)/2$$

α on leikkausraudoituksen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma

θ on betonin puristussauvojen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma



Kuva Pääraudoituksen katkaisukohtien määrittelyn periaate /23/

Alapinnan raudituksen alana käytetään reunatuilla, joiden kiinnitysmomenttia pidetään suunnittelussa vähäisenä, vähintään kertoimella 0.25 kerrottua osuutta kentässä käytetystä alasta.

Ankkuroitava vetovoima voidaan määrittää kaavalla

$$F_{Ed} = |V_{ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed}$$

missä N_{Ed} on normaalivoima

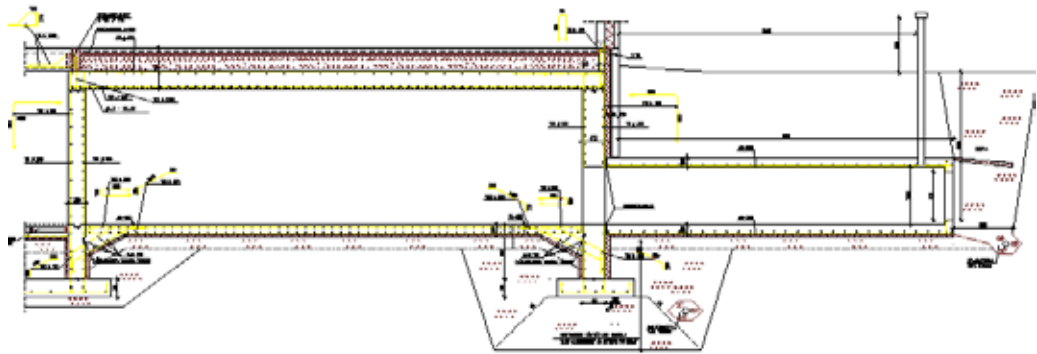
Leikkausraudoitussuhde määritellään kaavassa

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \geq (0.08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$$

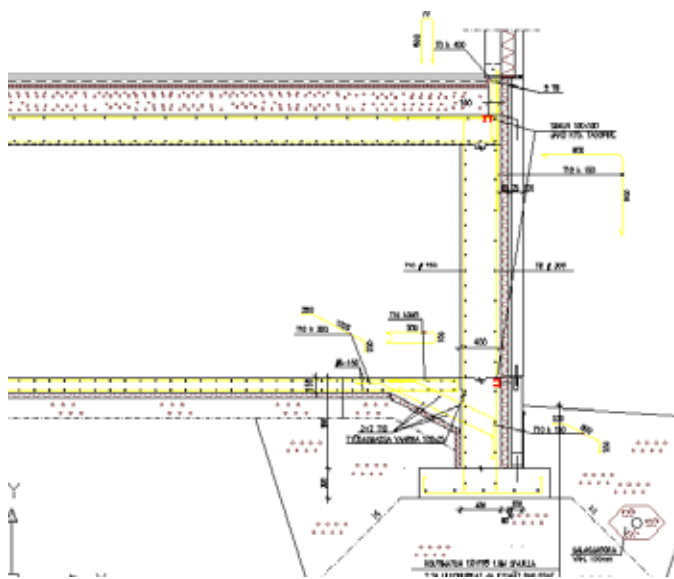
Leikkausraudoitteiden pituussuuntainen jakoväli saa olla enintään

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

missä α on leikkausraudoituksen kaltevuus palkin pituusakseliin nähden.



Kuva Väestönsuojaleikkaus raudituspiirustus



Kuva Väestönsuojaleikkaus raudituspiirustus

Laatat

Pääraudoituksen vähimmäispinta-ala

Pääraudoituksen vähimmäispinta-ala pääsuunnassa on $A_{s,min} = 0,26 f_{ctm} b_t d / f_{yk}$, mutta vähintään $0,013b_t d$, jossa b_t on vetopuolen keskimääräinen leveys.

Poikittaisen jakoraudoituksen vähimmäispinta-ala on 20 % pääraudoituksen määrästä A_s .

Tukien lähellä poikittainen raudoitus ei ole tarpeellista, ellei ole poikittaista taivutusmomenttia.

Suomessa ei ole määrätty raudoituksen poikkileikkausalan enimmäisarvoa.

Raudoitustankojen vapaan välin tulee olla suurempi kuin raudoitustangon halkaisija, kiviaineksen suurin raekoko + 3 mm tai 20 mm.

Seuraavat raudoituksen enimmäisjakovälin säännöt ovat voimassa laatoille:

pääraudoituksessa: 3h, mutta korkeintaan 400 mm

jakoraudoituksessa: 4h, mutta korkeintaan 600 mm

joissa h on laatan korkeus

Maksimimomentin ja pistekuormien kohdalla laattojen raudoituksen enimmäisjakoväli on:

pääraudoituksessa: 2h, mutta korkeintaan 250 mm

jakoraudoituksessa: 3h, mutta korkeintaan 400 mm

joissa h on laatan korkeus

Pilarit

Suomessa pilareissa ja seinissä olevan raudoituksen pinta-alan nimellinen enimmäismäärä limitskohtien ulkopuolella on 6 % poikkileikkauksen pinta-alasta. Ahtaissa paikoissa voidaan tarvittaessa käyttää itse-tiivistyvää betonia, jolloin varmistetaan se, että betoni peittää raudoitustangot joka puolelta.

Pilareissa pääraudoituksen suositeltava vähimmäishalkaisija on 8 mm. Pääraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäispinta-ala saadaan kaavasta

$A_{s,min} = 0,10 NEd / f_{yd}$ tai $0,002Ac$ sen mukaan, kumpi on suurempi. Poikittaisraudoituksen halkaisijan tulee olla vähintään 6 mm tai neljäsosa pitkittäisterästen suurimmasta halkaisijasta.

Pilarien hakaraudoituksen enimmäisväli saa olla korkeintaan:

15 × päätangon pienin halkaisija tai pilarin pienin sivumitta 400 mm

Pilarin poikkileikkauksen suuremman sivumitan etäisyydellä palkin tai laatan ylä- tai alapuolella näitä jakovälejä pienennetään käyttämällä kerrointa 0,6. Raudoitustankojen vapaan välin tulee olla suurempi kuin raudoitustangon halkaisija, kiviaineksen suurin raekoko + 3 mm tai 20 mm.

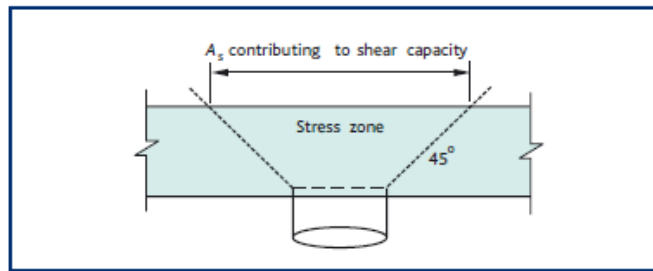
Seinien erityisvaatimukset

Seinien pääraudoitustankojen poikkileikkauksen vähimmäispinta-ala lasketaan kaavasta $A_{s,min} = 0,002Ac$.

Kahden vierekkäisen pystytangon välisen etäisyyden tulee olla korkeintaan pienempi seuraavista arvoista: kolme kertaa seinän paksuus tai 400 mm.

Seinien vaakaraudoituksen vähimmäisala on suurempi seuraavista arvoista: 25 % pystyraudoituksesta tai $0,001 Ac$. Kun halkeilun rajoittaminen on tärkeää, varhaiset lämpötila- ja kutistumavaikutukset tulee ottaa erityisesti huomioon.

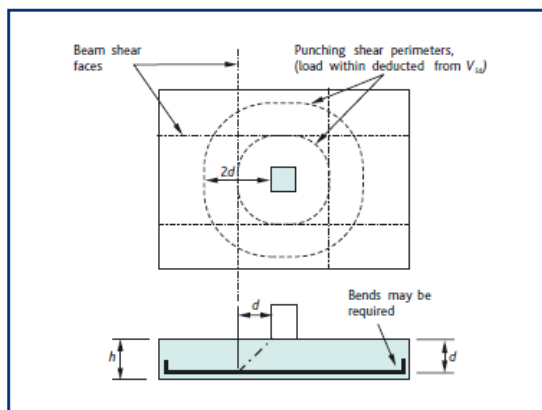
Perustukset



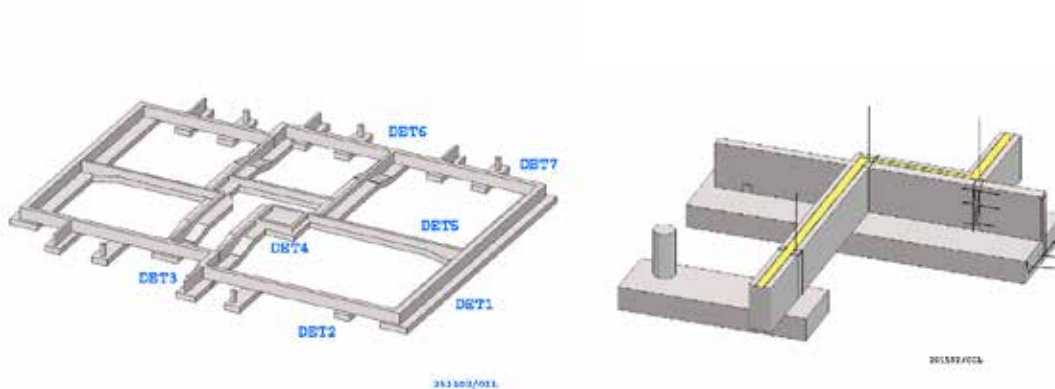
Kuva Paaluanturan ankkurointikykyä lisäävä puristusalue /23/

Paaluanturat

Paaluhatun raudoitus lasketaan tilanteen mukaan joko käyttämällä ristikkomallia tai taivutukseen perustuvia menetelmiä.



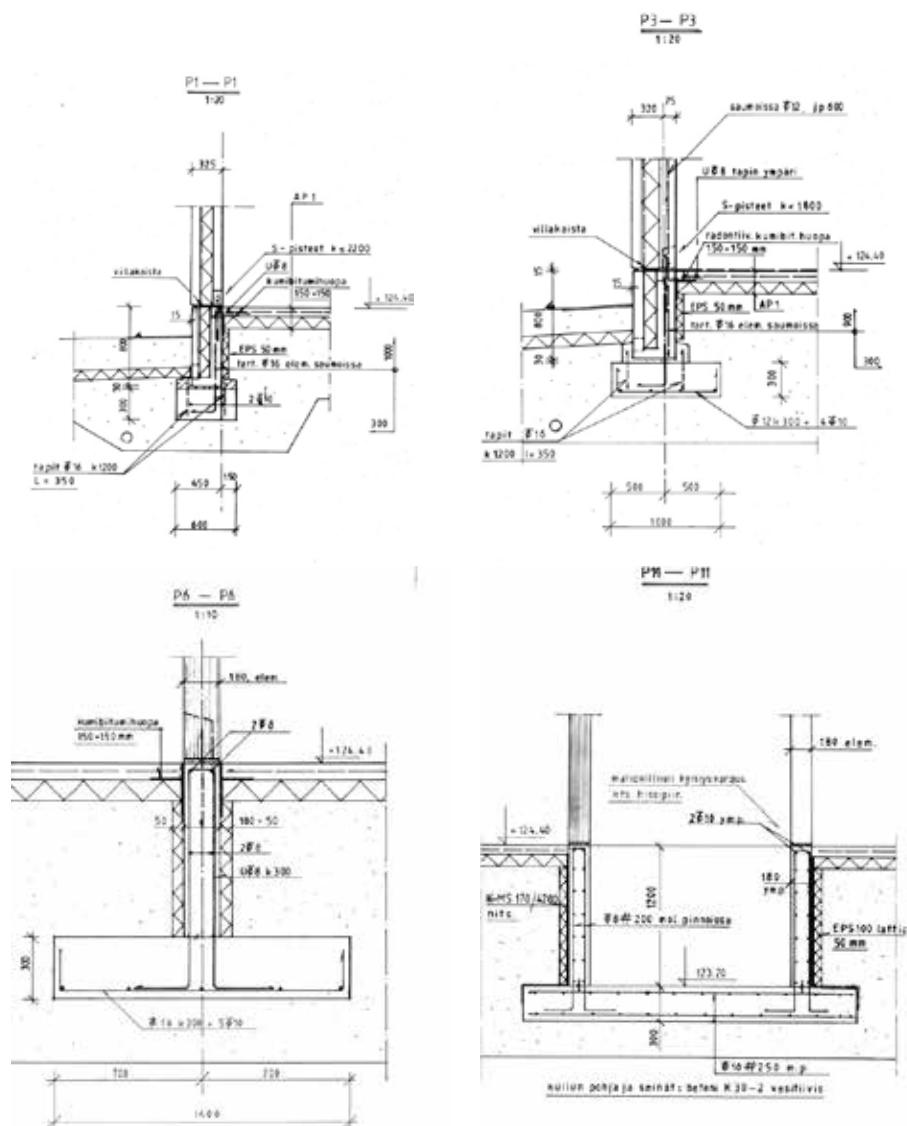
Kuva Maanvaraisen anturan vinohalkeamien mukainen vetovoimamalli /23/



Kuva Asuinkerrostalon perustukset

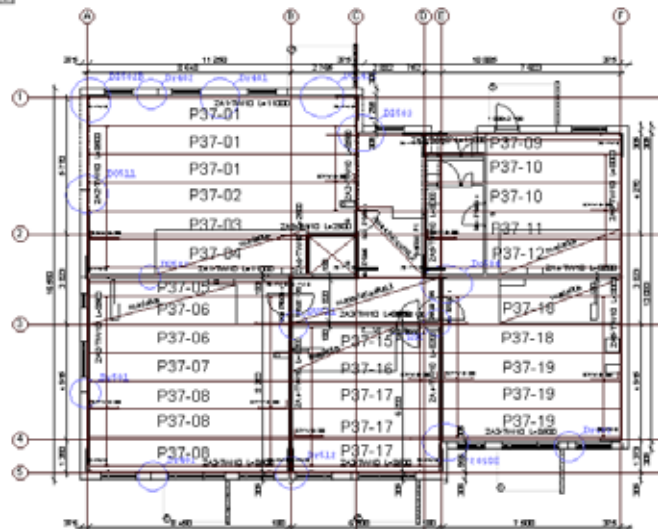
Pilari- ja seinäanturat

Pääraudoitus ankkuroidaan vaatimusten mukaisesti. Tangon läpimitalle käytetään vähintään arvoa 8 mm. Kun maanvaraisessa anturassa tarvitaan raudoitusta, tulee varmistaa, että anturalla on riittävä taivutuskestävyys, lävistyskestävyys (pilarianturat) ja leikkauskestävyys (seinäanturat). Momentit ja leikkausvoimat arvioidaan STR-rajatilassa käyttäen eurokoodin SFS-EN 1990 ja sen kansallisen liitteen kaavoja (6.10a) tai (6.10b). Taivutusmomentin kannalta kriittinen poikkileikkaus on pilarin ulkopinnassa. Jos lävistys- tai leikkauskestävyys on liian pieni, kasvatetaan yleensä anturan korkeutta. Antura varustetaan riittävällä poikkitausraudoituksella, jotta se kestää anturan halkaisuvoimat, kun pohjapaine ylittää murtorajatiloiissa arvon $q_2 = 3 \text{ MPa}$. Tämä raudoitus voidaan jakaa tasaisesti halkaisuvoiman suunnassa korkeudelle h . Tangon halkaisijan arvona käytetään vähintään arvoa 8 mm.



Kuva Perustusleikkauksia

Sidejärjestelmät



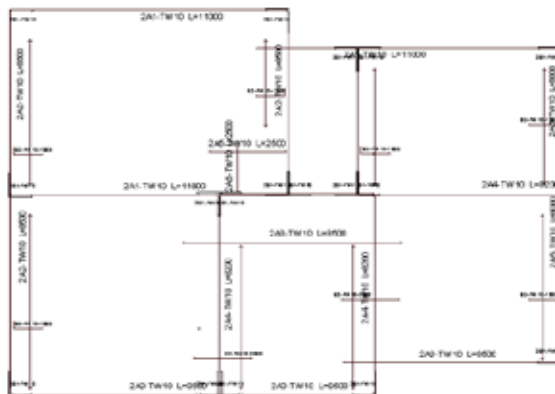
Kuva Ontelolaatasto

Rakenteissa tulee olla jatkuvan sortumisen estämiseen soveltuva sidejärjestelmä:

- laataston ympäri oleva rengasraudoitus
- laataston sisäiset siteet
- vaakasuuntaiset pilari- tai seinäsiteet
- tarvittaessa pystysiteet, erityisesti rakenteen muodostuessa levyistä

Siteitä suunniteltaessa raudoituksen lujuutena voidaan käyttää ominaisarvoa.

Rengasraudoitus



Kuva Rengasraudoitus

Jokaisen välipohjan ja yläpohjan taso varustetaan jatkuvana toimivalla rengasraudoituksella, joka sijaitsee enintään 1,2 m etäisyydellä reunalta.

$$F_{tie,per} = l_i \cdot 10 \text{ kN/m}$$

kuitenkin $F_{tie,per} \geq 70 \text{ kN}$ missä

$F_{tie,per}$

rengasraudoituksessa vaikuttava voima

l_i

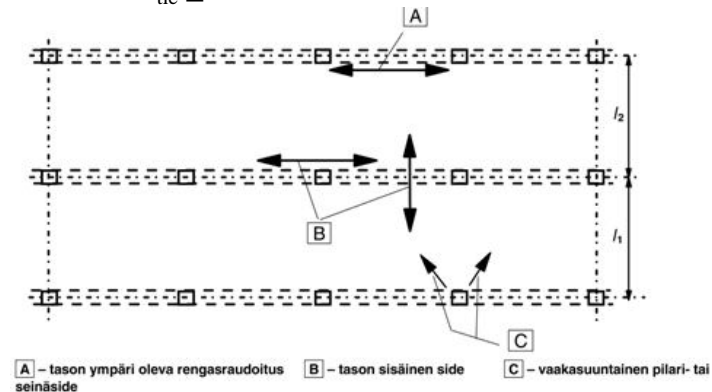
reunimmaisen jänteen pituus

Sisäiset siteet

Jokaisen välipohjan ja yläpohjan taso varustetaan tason sisäpuolisilla siteillä, jotka järjestetään kahteen suuntaan likimain kohtisuoraan toisiaan vastaan. Ne tehdään olennaisesti koko pituudeltaan jatkuviksi ja ankkuroidaan rengasraudoitukseen kummassakin päässä, elleivät ne jatku vaakasiteinä pilareihin tai seiniin. Kummassakin suunnassa sisäsaumojen raudoituksen edellytetään pystyvän kantamaan vetovoiman mitoitusarvon $F_{tie,int} = 20 \text{ kN/m}$. Raudoitus voidaan keskittää palkkikaistoille.

$$F_{tie} = (l_1 + l_2)/2 \cdot 20 \text{ kN/m}$$

kuitenkin $F_{tie} \geq 70 \text{ kN}$



Kuva Sideraudoitus onnettomuuskuormien varalta /12/

Pilareiden ja seinien vaakasiteet

Reunapilarit ja -seinät sidotaan jokaiseen väli- ja yläpohjatasoon. Siteiden edellytetään pystyvän kantamaan vetovoiman $F_{tie,fac} = 20 \text{ kN/m}$ pituusmetriä kohti. Pilarien voiman ei tarvitse ylittää arvoa $F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$. Nurkkapilarit sidotaan kahdessa suunnassa. Rengasraudoituksena käytettävää terästä voidaan käyttää vaakasiteenä tässä tapauksessa.

Pystysiteet

Vähintään viisikerroksisissa levyistä muodostuvissa rakennuksissa pilarit tai seinät varustetaan pystysitein välipohjan sortumisvaurion rajoittamiseksi, alapuolisen pilarin tai seinän onnettomuudessa tapahtuvan sortumisen varalta. Näiden siteiden tarkoituksena on silloittaa osittain yhteys säilyviin rakennuksiin.

Betonelementtejä ja betonelementtirakenteita koskevat lisäsäännöt

Eurokoodin SFS EN-1992-1-1 luvussa 10 annetaan sääntöjä koskien rakennuksia, jotka tehdään osittain tai kokonaan betonelementeistä, ja ne täydentävät muissa luvuissa olevia sääntöjä. Suunniteltaessa betonelementtejä ja elementtirakenteita yksityiskohtineen tulee erityisesti ottaa huomioon tilapäiset tilanteet, tukipinnat ja elementtien väliset liitokset ja saumat. Lämpökäsittelyn vaikutukset tulee ottaa huomioon koskien mm betonin lujuutta, virumaa ja kutistumaa.

Rakennanalyysissä tulee ottaa huomioon rakennosien toiminta rakenteen kaikissa rakentamisvaiheissa.

Seinän ja laatan väliset liitokset

Välipohjalaattojen päälle asennettavat seinäelementit varustetaan normaalisti seinän päässä olevalla raudoituksella pystyvoimien mahdollisten epäkeskisyyksien ja keskittymien varalta.

Laatastot

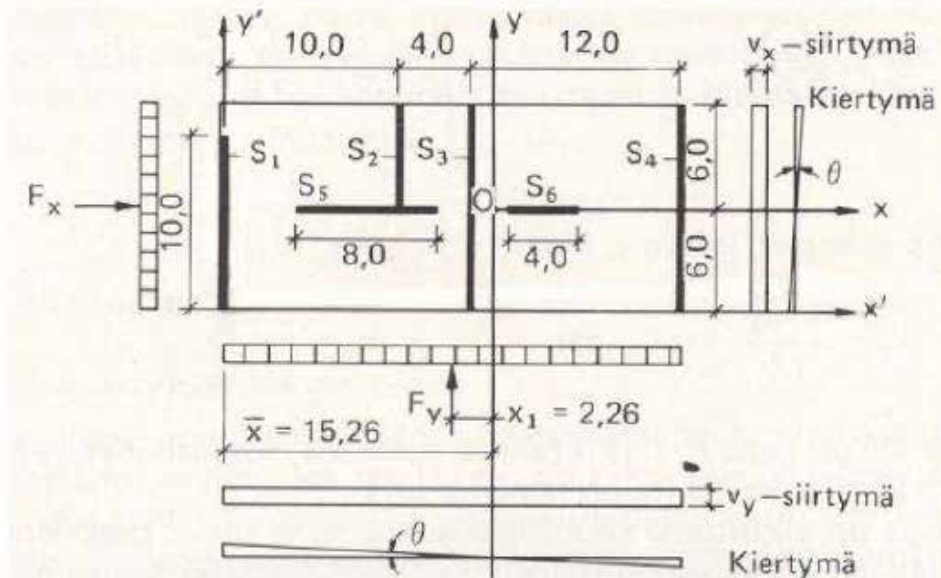
Välipohjajärjestelmien yksityiskohtien tulee olla sopuoinnussa analyysissä ja mitoituksessa käytettyjen oletusten kanssa. Asiaan liittyvät tuotestandardit tulee ottaa huomioon.

Elementtien liitokset ja tuet

Liitosten tulee pystyä ottamaan vastaan mitoitusoletuksia vastaavat kuorman vaikutukset, niillä tulee olla tarvittava muodonmuutoskyky ja niiden tulee taata rakenteen sitkeää toimintaa.

Esimerkki 5 Seinien vaakakuormat

Kantavista seinistä muodostuvan betonirungon stabiliteetti määritetään jakamalla rakennukseen kohdistuvat vaakavoimat seinien jäykkyyksien suhteessa valituille jäykistäville seinille.



Kuva Rakennuksen vaakakuormien jakautuminen seinille /27/

Rakennukseen vaikuttavat vaakavoimat

$$F_y := 65$$

$$F_x := 30$$

$$B := 26$$

$$H := 12$$

Suhteelliset jäykkyyksiluvut

$$b_1 := 10$$

$$b_2 := 6$$

$$b_3 := 12$$

$$b_4 := 12$$

$$b_5 := 8$$

$$b_6 := 4$$

y- suunnassa

$$k_{y1} := b_1^3 = 1000$$

$$k_{y2} := b_2^3 = 216$$

$$k_{y3} := b_3^3 = 1728$$

$$k_{y4} := b_4^3 = 1728$$

$$k_y := k_{y1} + k_{y2} + k_{y3} + k_{y4} = 4672$$

x- suunnassa

$$k_{x5} := b_5^3 = 512$$

$$k_{x6} := b_6^3 = 64$$

$$k_x := k_{x5} + k_{x6} = 576$$

Kiertokeskion sijainti O

x-suunnassa

$$x_1 := 0 \quad x_2 := 10 \quad x_3 := 14 \quad x_4 := 26$$

$$x_{kk} := \frac{(x_1 \cdot k_{y1} + x_2 \cdot k_{y2} + x_3 \cdot k_{y3} + x_4 \cdot k_{y4})}{k_y} = 15.26$$

y-suunnassa

$$y_5 := 6 \quad y_6 := 6$$

$$y_{kk} := \frac{(y_5 \cdot k_{x5} + y_6 \cdot k_{x6})}{k_x} = 6$$

Laatasta kiertävä momentti, kun kuormituksena on F_y :

$$D_x := \frac{F_y}{k_x} \cdot x_{kk} = -2.257 \quad D_y := 0$$

$$M := F_y \cdot D_x + F_x \cdot D_y = -146.7$$

Siirtymät v_x ja v_y

$$v_x := \frac{F_x}{k_x} = 0.052 \quad v_y := \frac{F_y}{k_y} = 0.014$$

Rakennuksen kiertymä θ

$$D_{x1} := x_{kk} - x_1 = 15.26 \quad D_{x2} := x_{kk} - x_2 = 5.26 \quad D_{x3} := x_{kk} - x_3 = 1.26 \quad D_{x4} := |x_{kk} - x_4| = 10.7$$

$$D_{y5} := y_{kk} - y_5 = 0$$

$$D_{y6} := y_{kk} - y_6 = 0$$

$$q := \frac{M}{k_{x5} \cdot D_{y5}^2 + k_{x6} \cdot D_{y6}^2 + k_{y1} \cdot D_{x1}^2 + k_{y2} \cdot D_{x2}^2 + k_{y3} \cdot D_{x3}^2 + k_{y4} \cdot D_{x4}^2} = -3.327 \cdot 10^{-4}$$

Seinien ottamat kuormat y- suunnassa

$$S_1 := k_{y1} \cdot w_y + k_{y1} \cdot (-Dx_1) \cdot q = 19$$

$$S_2 := k_{y2} \cdot w_y + k_{y2} \cdot (-Dx_2) \cdot q = 3.4$$

$$S_3 := k_{y3} \cdot w_y + k_{y3} \cdot (-Dx_3) \cdot q = 24.8$$

$$S_4 := k_{y4} \cdot w_y + k_{y4} \cdot (Dx_4) \cdot q = 17.9$$

$$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 65$$

Laatasta kiertävä momentti, kun kuormituksen on F_x :

$$Dy := \frac{eH}{e} - y_{kk} = 0 \quad Dx := 0$$

$$M := F_y \cdot Dx + F_x \cdot Dy = 0$$

Siirtymat v_x ja v_y

$$v_x := \frac{F_x}{k_x} = 0.052 \quad v_y := \frac{F_y}{k_y} = 0.014$$

Rakennuksen kiertymä θ

$$Dx_1 := x_{kk} - x_1 = 15.26 \quad Dx_2 := x_{kk} - x_2 = 5.26 \quad Dx_3 := x_{kk} - x_3 = 1.26$$

$$Dy_5 := y_{kk} - y_5 = 0$$

$$Dy_6 := y_{kk} - y_6 = 0$$

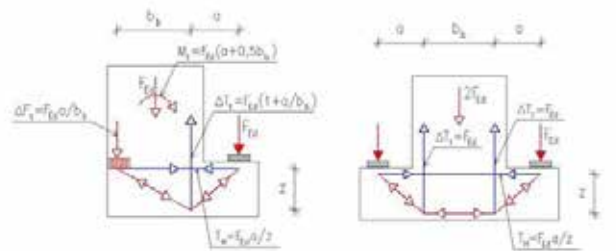
$$q := \frac{M}{k_{x5} \cdot Dy_5^2 + k_{x6} \cdot Dy_6^2 + k_{y1} \cdot Dx_1^2 + k_{y2} \cdot Dx_2^2 + k_{y3} \cdot Dx_3^2 + k_{y4} \cdot Dx_4^2} = 0$$

Seinien ottamat kuormat x- suunnassa

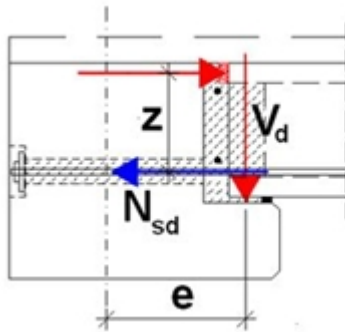
$$S_5 := k_{x5} \cdot w_x + k_{x5} \cdot (-Dy_5) \cdot q = 26.7$$

$$S_6 := k_{x6} \cdot w_x + k_{x6} \cdot (-Dy_6) \cdot q = 3.3$$

$$S_5 + S_6 = 30$$



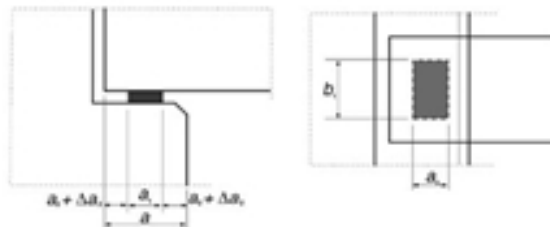
Kuva Raudoituksen viitteelliset mallit lovipääliitoksissa /22/



Kuva Esimerkki raudoituksen yksityiskohtien mitoituksesta /22/

Tukipinnat

Tukipintojen oikea toiminta tulee varmistaa liittyvien rakenneosien raudoituksella, rajoittamalla tukipainetta ja toimenpiteillä, joilla otetaan huomioon liike tai liikettä vastustava voimasuure.



Kuva Tukipintaesimerkki määritelmiseen /22/

Holkkianturat

Perustuksen holkkiosan tulee pystyä siirtämään pystykuormia, taivutusmomenteja sekä vaakasuuntaisia leikkausvoimia pilareilta maapohjaan. Holkin tulee olla riittävän suuri, jotta betoni täyttää hyvin pilarin alapuolisen ja sitä ympäröivän tilan.

Raudoittamattomat ja vähän raudoitetut betonirakenteet

Eurokoodin luvussa 12 on esitetty lisäsäännöt, jotka koskevat raudoittamattomia rakenteita ja sellaisia betonirakenteita, joiden raudoitusta on vähemmän kuin teräsbetonissa tarvittava minimimäärä.

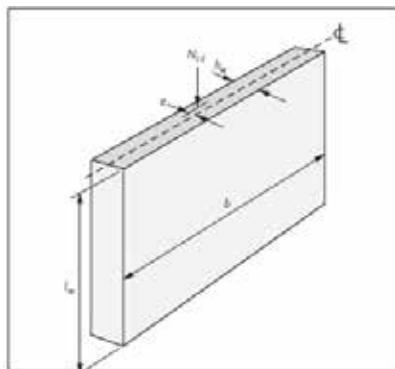
Tällaisia rakenneosia ovat esim. seinät, pilarit, kaaret, holvit ja tunnelit, seinä- ja pilarianturat, tukimuurit ja paalut, joiden halkaisija on ≥ 600 mm, kun $N_{Ed}/A_c \leq 0,3f_{ck}$.

Koska raudoittamattomalta betonilta puuttuu raudoitetun betonin sitkeys, käytetään raudoittamattoman betonin lujuuden kertoimille $\alpha_{cc,pl}$ ja $\alpha_{ct,pl}$ pienempiä arvoja kuin vastaavilla teräsbetonin kertoimilla α_{cc} ja α_{ct} on.

Suorakaidepoikkileikkauksen normaalivoimakestävyys N_{Rd} , kun normaalivoimalla on epäkeskisyys e poikkileikkauksen korkeussuunnassa (h_w), on

$$N_{Rd} = \eta_{fcd,pl} \times b \times h_w \times (1 - 2e/h_w) \text{ missä}$$

$\eta_{fcd,pl}$	on puristuslujuuden tehollinen mitoitusarvo
b	on poikkileikkauksen kokonaisleveys
h_w	on poikkileikkauksen kokonaiskorkeus
e	on normaalivoiman N_{Ed} epäkeskisyys korkeussuunnassa (h_w).



Kuva Raudoittamattoman suorakaidepoikkileikkauksen normaalivoimakestävyys

Paikalla valettavien betoniseinien kokonaispaksuudeksi h_w valitaan vähintään 120 mm.

Raudoittamattomat betoniperustukset

Seinä- ja pilarianturat voidaan tehdä raudoittamattomasta betonista, jos seuraavia sääntöjä noudatetaan.

Puristuslujuus raudoittamattomalle betonille on $\alpha_{cc,pl} f_{ck}/\gamma_M$ missä

$$\alpha_{cc,pl} = 0,8$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

Perustusten minimikorkeus h_f lasketaan

$$h_f \geq \frac{\alpha_{cc} \sigma_{gd}}{\alpha_{cc,pl} \frac{f_{ck}}{\gamma_M}} \sqrt{\frac{\sigma_{gd}}{f_{ctd}}}$$

kaavasta

missä

σ_{gd} = maaperän tukipaineen mitoitusarvo

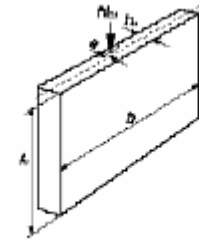
f_{ctd} = betonin vetolujuuden mitoitusarvo

Raudoittamattomissa betoniperustuksissa voi olla raudoitusta halkeilun rajoittamiseksi.

Esimerkki 6 Raudoittamaton betoniseinä

Lasketaan kestävyys seuraavilla lähtöarvoilla:

- poikkileikkauksen leveys $b := 1000\text{mm}$
- poikkileikkauksen korkeus $h_w := 200\text{mm}$
- betonin lujuusluokka C25/35 $\Rightarrow f_{ck} := 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
- betonin runkoaineen suurin raekoko $d_g := 16\text{mm}$



Kuva 12.1 Raudoittamaton seinän poikkileikkauksen merkit

Osavarmuuskertoimet:

$$g_c := 1.5 \quad g_s := 1.15$$

Lujuudet:

$$f_{ck} = 25\text{MPa}$$

$$a_{cc} := 0.85 \quad a_{cc.pl} := 0.8$$

$$e_{cu} := -0.0035 \quad a_{ct.pl} := 0.6$$

$$l := 0.8 \quad a_{ct} := 1$$

$$f_{cd} := a_{cc} \times \frac{f_{ck}}{g_c} \quad f_{cd} = 14.2\text{MPa} \quad f_{cd.pl} := a_{cc.pl} \times \frac{(a_{cc} \times f_{ck})}{g_c} \quad f_{cd.pl} = 11.3 \times \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm} := 0.30 \times \text{MPa} \times \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1\text{MPa}} \quad f_{ctm} = 2.6\text{MPa}$$

$$f_{ctk} := 0.7 \times f_{ctm} \quad f_{ctk} = 1.8\text{MPa}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{g_c} \quad f_{ctd} = 1.2\text{MPa} \quad f_{ctd.pl} := a_{ct.pl} \times a_{ct} \times \frac{f_{ctk}}{g_c} \quad f_{ctd.pl} = 0.7 \times \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Taivutus- ja normaalivoimakestävyyden mitoitusarvot, ei nurjahtava rakenne

$$h := \begin{cases} 1.0 & \text{if } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.0 - \frac{(f_{ck} - 50 \text{ MPa})}{200 \text{ MPa}} & \text{if } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad h = 1$$

$$N_{Rd1} := h \cdot f_{cd,pl} \cdot b \cdot h_w \cdot \xi - \frac{\alpha \cdot e_0 \cdot \ddot{u}}{e \cdot h_w \cdot \ddot{u}} \quad N_{Rd1} = 1133 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyys

$$N_{Ed} := 1133 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := 269.6 \text{ kN}$$

$$A_{cc} := b \cdot h_w$$

$$s_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_{cc}} = 5.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_{cp} := 1.5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A_{cc} \cdot \varnothing} = 2.02 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

rajajännitys

$$s_{c,lim} := f_{ctd,pl} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd,pl} \cdot (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})}$$

$$s_{c,lim} = 5.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cvd} := \begin{cases} \sqrt{(f_{ctd,pl})^2 + s_{cp} \cdot f_{ctd,pl}} & \text{if } s_{cp} \leq s_{c,lim} \\ \sqrt{(f_{ctd,pl})^2 + s_{cp} \cdot f_{ctd,pl} - \frac{\alpha \cdot s_{cp} - s_{c,lim}}{2} \cdot \frac{\ddot{u}}{\varnothing}} & \text{if } s_{cp} > s_{c,lim} \end{cases}$$

$$f_{cvd} = 2.14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mitoitusehto

$$t_{cp} \leq f_{cvd} = 1$$

Nurjahdusmurto

Kahdelta reunalta tuettu seinä

$$b := 1$$

$$L_w := 3\text{m}$$

$$L_0 := b \cdot L_w$$

$$e_1 := \frac{L_w}{400} = 7.5\text{mm}$$

$$e_{\text{tot}} := e_0 + e_1$$

$$f := \max\left\{ \frac{e_1}{\hat{e}}, \frac{e_1}{\hat{e}} - \frac{(2e_{\text{tot}})\hat{u}}{h_w \hat{u}} - 0.02 \frac{L_0}{h_w}, 1 - \frac{(2e_{\text{tot}})\hat{u}}{h_w \hat{u}} \right\}$$

$$b = 1\text{ m}$$

$$h_w = 0.2\text{ m}$$

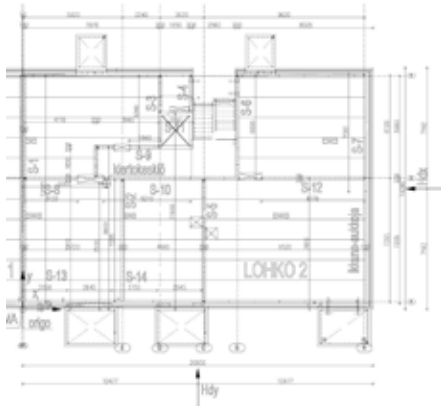
$$f_{\text{cd.p1}} = 11.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f = 0.425$$

$$N_{\text{Rd}} := b \cdot h_w \cdot f_{\text{cd.p1}} \cdot f$$

$$N_{\text{Rd}} = 963\text{kN}$$

Harjoitus 3 : Seinäjykistetty asuinkerrostalo



Kuva Asuinkerrostalon tasokuva /12/

Asuinrakennuksen lamellin koko on $b*d*h = (21+AA/3)m*(12+BB/10) *22m$ ja se sijaitsee Helsingissä kaupunkialueella. Arvot riippuvat muuttujista AA = syntymäkuukausi ja BB= syntymäpäivä. Rakennuksessa 1+5 maanpäällistä kerrosta. Rakennuksen runko on teräsbetoni- ja jännebetonielementeistä koottu kantavat seinät-ontelolaatta -runko. Rakennus on jaettu liikuntasaumalla kahteen erilliseen lohkoon. Rakennus on jäykistetty seinillä ja porras-hissi -torneilla. Rakennus perustetaan maanvaraisille paikallavaletuille teräsbetonianturoille louhitun kallion päälle tehdyn sorakerroksen varaan. Kellarikerroksen lattia on maanvarainen teräsbetonilattia. Rakennuksen ulkoseinät ovat osittain kantavia sisäkuorielementtejä. Julkisivu on paikalla muurattu. Yläpohja on kevytsorakatto. Tehtävä sisältää mm seuraavat osiot:

1. Rakennuksen esittely
 - rakenteellinen järjestelmä
 - rakenteiden luokitus
 - kuormitukset
2. Voimasuureet
 - pystykuormat
 - seinien kuormitukset vaakakuormista: kiertokeskiö
3. Rakenneosien mitoitus
 - jäykistävä seinä: modulinja E seinän kestävyys
 - onnettomuustarkastelut: vaakasiteet, pystysiteet
 - välipohjan ontelolaatasto, perustukset, liitokset
4. Rakennekuvat
 - tasokuvat, leikkaus, tyyppielementit

9 Eurokoodi SFS EN 1992-1-2: Betonirakenteiden suunnittelu . Osa 2: Yleiset säännöt.

RAKENTEIDEN PALOMITOITUS

Eurokoodi 2:n osan 1-2 soveltamisala

Standardin EN 1992 osa 1-2 koskee betonirakenteiden suunnittelua tulipalosta aiheutuvassa onnettomuustilanteessa ja on tarkoitettu käytettäväksi yhdessä standardien EN 1992-1-1 ja EN 1991-1-2 kanssa. Osassa EN 1992-1-2 esitetään vain normaalilämpötilamitoituksesta poikkeavat tai sitä täydentävät asiat.

Standardin EN 1992 osa 1-2 koskee betonirakenteita, joiden edellytetään palolle altistuessaan täyttävän tietyt vaatimukset, jotka koskevat rakenteen ennenaikaisen sortumisen estämistä ja palon leviämisen rajoittamista.

9.1 Suunnitteluperusteet

Kun palotilanteessa vaaditaan mekaanista kestävyyttä ja/tai osastoivuutta, tulee betonirakenteet suunnitella ja rakentaa siten, että ne säilyttävät kantavuutensa ja/tai osastoivuutensa vaadittavan paloaltistuksen ajan.

Nimellispaloaltistuksessa palonkestävyys arvioidaan "standardipalon" kehityksen mukaisessa palorasituksessa .

Parametrisessa paloaltistuksessa kestävyysvaatimus on voimassa koko palon ajan hiipumisvaihe mukaan lukien. Palon kehittyminen määritetään fysikaalisten parametrien perusteella ja niiden avulla määritellään palotilan olosuhteet.

Vaihtoehtoisia mitoitusmenetelmiä on joko yksityiskohtainen suunnittelu hyväksyttävine suunnitteluratkaisuineen sisältäen taulukkomitoituksen, yksinkertaistetut laskentamenetelmät rakenneosille lämpötilaprofiileineen tai kehittyneet laskentamenetelmät, missä simuloidaan rakenteen toimintaa.

Taulukkomitoitus

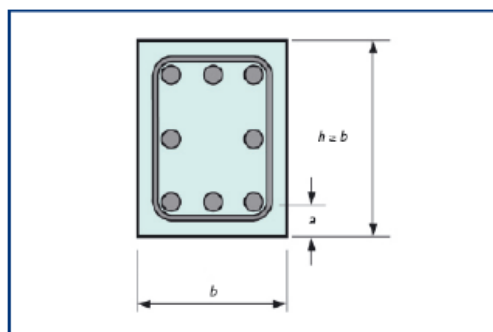
Mitoitusratkaisuja voidaan soveltaa standardipalolle 240 min saakka. Leikkaus- ja vääntökestävyyden ja ankkuroinnin lisätarkistuksia ei tarvitse tehdä.

Osastoivuus (EI) toteutuu silloin, kun seinien tai laattojen vähimmäispaksuus on taulukon mukainen.

Kantavuuden (R) mitoitusehto palotilanteessa toteutuu, kun poikkileikkausmitat ja raudoituksen keskiöetäisyydet ovat taulukoiden mukaisia. Taulukot perustuvat kuormituksen vertailutasoon $\eta_{fi} = 0,7$, ellei a.o. kohdissa toisin mainita. Vertailutaso $\eta_{fi} = 0,7$ vastaa täysin kuormitettua rakennetta normaalitilassa.

Kaikki materiaaliosavarmuusluvut $\gamma_{M,fi}=1,0$.

Kuormat lasketaan onnettomuustilan kuormitusyhdistelmällä tai vaihtoehtoisesti normaali-lämpötilamitoituksen kuormasta (Ed) pienennyskertoimen η_{fi} avulla. Suomessa käytetään ψ_{fi} arvona hyötykuormille arvoa $\psi_{fi} = \psi_2$ ja luonnonkuormille $\psi_{fi} = \psi_1$.



Kuva Nimellinen keskiöetäisyys

Ei-kantavat osastoivat seinät

Kun seinän palonkestävyydeltä vaaditaan vain eristävyyskriteerin I ja tiiviyskriteerin E täytyminen, edellytetään seinän vähimmäispaksuuden olevan vähintään taulukon mukainen. Keskiöetäisyyttä koskevat vaatimukset eivät koske tällaisia tilanteita. Seinän vapaan korkeuden ja seinän paksuuden suhde rajoitetaan arvoon 40.

Taulukko Kantavien seinien vähimmäismitat ja –keskiöetäisyydet, menetelmä A

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Seinän paksuus / päätankojen keskiöetäisyys a			
	Seinän altistus toiselta puolelta ($\mu_{fi} = 0,35$)	Seinän altistus molemmilta puolilta ($\mu_{fi} = 0,35$)	Seinän altistus toiselta puolelta ($\mu_{fi} = 0,7$)	Seinän altistus molemmilta puolilta ($\mu_{fi} = 0,7$)
REI 60	110/10 ^a	120/10 ^a	130/10 ^a	140/10 ^a
REI 90	120/20 ^a	140/10 ^a	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

Huomautukset
1 Tämä taulukko on perustuu standardin EN 1992-1-2 taulukkoon 5.4.
2 Ks. taulukon 2 huomautus 4.
Merkintä
a Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä betonipeitteen paksuus on määräävä

Pilarit

Pilarien palonkestävyyden määrittämiseen esitetään kaksi menetelmää: menetelmä A ja menetelmä B. Taulukkomitoitus esitetään vain jäykistetyille rakenteille. Taulukkomitoitus jäykistämättömille rakenteille esitetään kansallisessa liitteessä.

Menetelmä A

Jäykistetyissä rakenteissa olevien, pääasiallisesti puristuksen alaisten teräsbetonipilarien ja jännebetonipilarien palonkestävyys voidaan katsoa riittäväksi, jos noudatetaan taulukon 5.2a arvoja yhdessä seuraavien sääntöjen kanssa.

Taulukon 5.2a mukaisten pilarin leveyden b_{\min} ja pääraudoituksen keskiöetäisyyden a vähimmäisarvojen voimassaoloalue rajoitetaan seuraavasti:

- pilarin nurjahduspituus palotilanteessa : $l_{0,fi} \leq 3$ m
- ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyys palotilanteessa: $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{\max} = 0.4$ h
- raudoituksen määrä: $A_s < 0,04 A_c$

Taulukkoon 5.2a on otettu hyväksikäyttöaste μ_{fi} palotilanteessa. Tämän avulla otetaan huomioon kuormayhdistelmät, pilarin puristuslujuus ja taivutus toisen kertaluvun vaikutuksineen.

$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$ missä

$N_{Ed,fi}$

on normaalivoiman mitoitusarvo palotilanteessa

N_{Rd}

on pilarin kestävyuden mitoitusarvo normaalilämpötilassa

Menetelmä B

Teräsbetonipilarien palonkestävyys voidaan osoittaa riittäväksi käyttämällä taulukkoa 5.2b ja seuraavia sääntöjä.

Kuormitustaso n normaalilämpötilassa saadaan kaavalla

$$n = N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$$

Ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyys e palotilanteessa saadaan kaavasta

$$e = M_{0Ed,fi} / (N_{0Ed,fi})$$

Suhde e / b rajoitetaan arvoon $\leq 0,25$ ja epäkeskisyys arvoon $e_{\max} = 100$ mm.

Pilarin hoikkuusluku palotilanteessa, λ_{fi} , joka saadaan kaavasta

$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i$ saa olla enintään ≤ 30 , mikä kattaa useimmat pilarit tavallisissa rakennuksissa.

$l_{0,fi}$

on pilarin nurjahduspituus palotilanteessa

b

on poikkileikkauksen pienin sivumitta suorakaidepilareilla tai halkaisija pyöreillä pilareilla

$N_{0Ed,fi}, M_{0Ed,fi}$

ovat normaalivoima ja ensimmäisen kertaluvun momentti palotilanteessa

$N_{0Ed,fi}$

ω on mekaaninen raudoitussuhde normaalilämpötilassa
 i on poikkileikkauksen pienin jäyhyyssäde

Taulukko Pilarin standardipalonkestävyys /15/

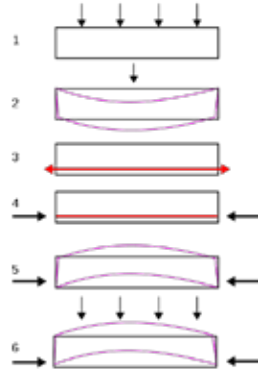
Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Pilarin leveys b_{min} / pääterästen keskiöetäisyys a			
	Pilarin altistus useammalta kuin yhdeltä sivulta			Pilarin altistus yhdeltä sivulta
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40 ^a	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45 ^a 450/40 ^a	350/57 ^a 450/51 ^a	175/35
R 180	350/45 ^a	350/63 ^a	450/70 ^a	230/55
R 240	350/61 ^a	450/75 ^a	—	295/70

Eurokoodin SFS-EN 1992-1-2 liitteessä C on lisää menetelmään B perustuvia kaavoja.

Palkeille ja laatoille on tehty vastaavia palomitoitustaulukoita, joissa on esitetty vähimmäismitat ja keskiöetäisyydet.

10 Jännebetonirakenteet

/13/



Kuva Jännittämisen periaate /13/

10.1 Jännittämisen perusteet

Jännevoima toimii kuten ulkoinenpuristusvoima ja aiheuttaa poikkileikkaukseen puristusrasituksen. Epäkeskinen jännevoima lisää halkeilukuormaa ja murtokuormaa. Poikkileikkauksen betoni käytetään tehokkaammin koska suurempi osa puristettu. Betonin puristuskestävyydestä on enemmän hyötyä varsinkin korkealujuusbetonia käytettäessä. Jännitettäessä saavutetaan pitempiä jännemittoja, pienempi materiaalimenekki jänneteräksen osalta. Jännitetyt betonirakenteet ovat edullisia jos päästään pitkiin valmistussarjoihin. Jännitysaste voi olla osittain tai täysin jännitetty.

Jännittämismenetelmät voidaan jakaa tartuntajännerakenteisiin ja ankkurijännerakentisiin. Esijännitysmenetelmässä jänneteräkset jännitetään jännitysalustantukirakenteita vasten ja betoni valetaan jänneteräksen ympärilläolevaan muottiin. Jännitykset "päästetään", kun betoni on saavuttanut riittävän lujuuden. Esijännitysvoima siirtyy betonille jänneteräksen ja betonin välisen tartunnan avulla rakenteen päätyalueella. Tartunnan parantamiseksi käytetäänkuviopintaisia punoksia (STD-P). Tartuntajännetekniikka on elementtirakenteiden jännittämistapa ja automatisoitu sarjatuotanto mahdollista, esim ontelolaatat.

Jälkijännitysmenetelmässä jännekanavat teräksineen asennetaan muottiin ja betoni valetaan muottiin. Jänneteräkset jännitetään kovettunutta betonia vasten jolloin rakenne lyhenee. Jänneteräkset ankkuroidaan myös jännityspäästä eli aktiivipäästä. Jännekanavat injektoidaan injektointilaastilla jolloin esijännitysvoima siirtyy betonille ankkureiden välityksellä. Käyttötilassa jänneteräksellä ja betonilla on yhteistoimintaa myös tartunnan avulla. Ankkurijännetekniikka on paikallavalurakenteiden jännittämistapa.

10.2 Materiaalit

Jänneteräkset

Jänneteräslaadut ja standardit

Jänneterästen oltava standardin EN 10138 mukaisia tai niillä oltava eurooppalainen tekninen hyväksyntä. Jänneteräksiä ovat langat, tangot ja punokset. Suomessa on SFS-standardi SFS1265 7-lankaiselle jännepunokselle. Jännepunokset ovat korkealujuuksisia kylmämuokattuja teräksiä. Poikkileikkauskokoja on 7, ns. vakiopunoksia 4 ja erikoispunoksia 3. Pintalangat voivat olla kuvioituja STD-P tai sileitä STD. Suomessa käytettävällä jänneteräksellä pitää olla voimassa oleva käyttöseloste. Käyttöselosteen avulla voidaan hyväksyä muitakin kuin SFS1265:n mukaisia jänneteräksiä.

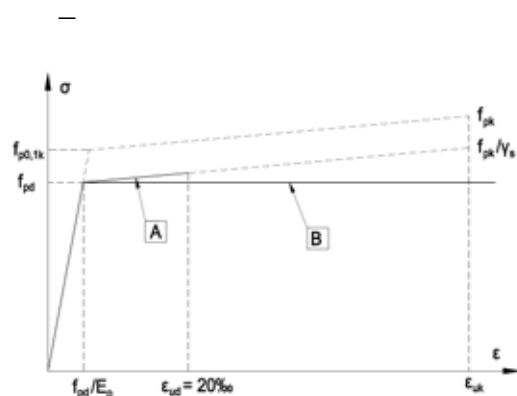
Punosten nimellismitat ja pituusmassat sekä lujuuskokeiden tulosvaatimukset.

Punostyyppi	Halkaisija		Pituusmassa m)	Lujuusluokka		Vähimmäisvoimat		Kokonaismuutos A _m min %	Kimmomoduli E _s kN/mm ²	Relaksaatio t = 1000 h	
	D _a mm	S mm ²		0,2-raja R _{p0,2} N/mm ²	Murtolujuus 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	26	0,196	1570	1770	36,3	44,3	3,5	195 ± 10	1,0	2,5
	9,3	62	0,408	1570	1770	81,8	92,0	3,5	199 ± 10	1,0	2,5
STD	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
Erikoispunos SUP	9,8	66	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
SUP-P	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.

Taulukko Standardin SFS 1265 mukaiset punostyytit /13/

Jännitys-venymäriippuvuus



Kuva Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat /22/

SFS-standardissa SFS1265 määritelty 0,2%:n venymäraja vaatimus mutta EC 2:ssa mitoitusperusteena 0,1%:n venymäraja. 0,1- ja 0,2-rajien suhde on noin 0,94.

Mitoituksessa käytettävä jänneteräksen jännitysvenymäriippuvuus-voidaan käyttää mallia A ja B-kasvavaa mallia käytettäessä rajoitetaan venymä arvoon $\varepsilon_{ud} = 2,0 \%$. Vaakasuoraa mallia käytettäessä venymän ylärajaa ei tarvitse tarkistaa Kimmokerroin langoille on $E_p = 205 \text{ GPa}$ ja punoksille $E_p = 195 \text{ GPa}$.

Relaksaatioluokkia on kolme: luokka 1: lanka tai punos, tavanomainen relaksaatio (8%), luokka 2: lanka tai punos, pieni relaksaatio (2,5%) ja luokka 3: kuumavalssatut ja ”prosessoidut” tangot (4%).

Ankkurijännerakenteet

Ankkurijännerakenteet tehdään jälkijännittämällä ja jännitystyö tehdään jollakin jännemenetelmällä, jotka eroavat jännetyypin, jännitystavan ja ankkurointilaitteiden osalta. Jännetyyppejä ovat yksipunosjänne, yksitankojänne, monilankajänne ja monipunosjänne. Tuotenimiä ovat mm Dywidag, Freyssinet ja Macalloy. Menetelmillä pitää olla hyväksytyt käyttöseloste.

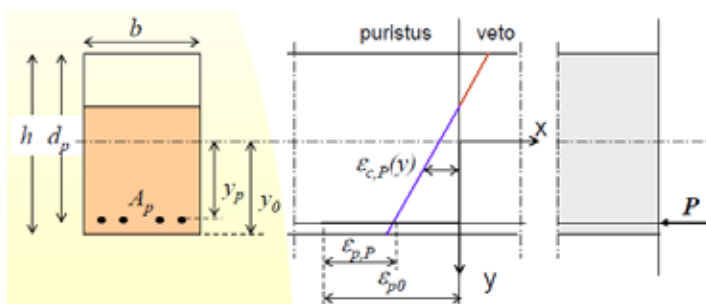
10.3 Jännittämisvoima

Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 osassa 5.10 esitetään jännitettyjen rakenteiden suunnitteluperusteet.

Kun jänne jännitetään esijännitysvoimalla P ja ankkuroidaan jännitysalustan tukirakenteisiin jänneteräkseen tulee alkujännitys

$$s_{p0} := \frac{P}{A_p}$$

Kun betoni on kovettunut, jänne laukaistaan, jänteen ankkurointikohtaan kohdistetaan jännevoimaa vastaava mutta vastakkaisuuntainen voima P, joka kuormittaa koko poikkileikkausta.



Kuva Jännevoiman aiheuttama jännitystila /13/

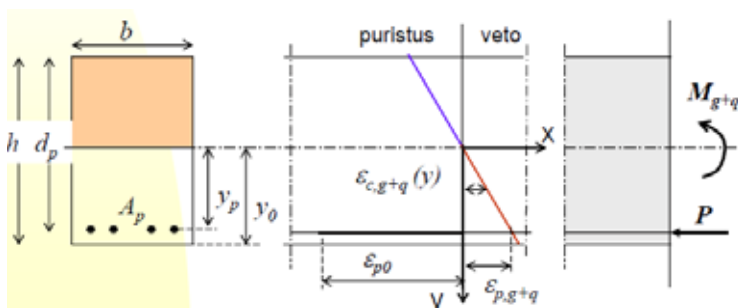
Jännevoiman aiheuttamat jännitykset betonissa ovat:

$$s_{cP}(y) := \frac{-P}{A_i} + \frac{-P y_p}{I_i} y$$

A_i ja I_i ideaaliset poikkileikkaussuureet
 y ja y_p ovat y-akselin koordinaatteja
 origo on pl:n pintakeskiössä etäisyydellä y_0 alareunasta

Jänneteräksen jännitys

$$s_{pP} := s_{p0} + a_{ep} \frac{P}{A_i} + \frac{-P y_p}{I_i} y_p$$



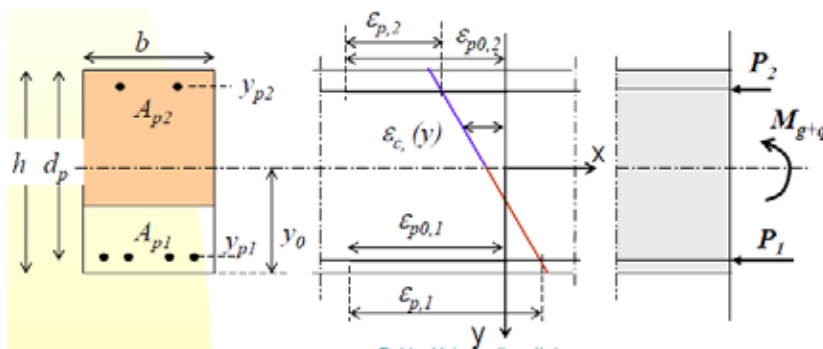
Kuva Oman painon ja ulkoisen kuorman aiheuttamat jännitykset /13/

Oman painon ja ulkoisen kuorman aiheuttamat jännitykset betonissa ovat:

$$s_{c.gq}(y) := \frac{M_{gq}}{I_i} y$$

Jänneteräksen jännitys

$$s_{p.gq} := a_{ep} \times \frac{M_{gq}}{I_i} y_p$$



Kuva Jännebetonirakenteen kokonaisjännitykset, useita jänteitä /13/

Betonin kokonaisjännitys, useita jänteitä

$$s_c(y) := \frac{-SP_j}{A_i} + \frac{-SP_j y_{pj}}{I_i} y + \frac{M_{gq}}{I_i} y$$

Jänneteräksen kokonaisjännitys, useita jänteitä

$$s_{pk} := s_{p0k} + a_{epk} \frac{\frac{\sigma}{e} SP_j}{A_i} + \frac{-SP_j y_{pj}}{I_i} y_{pk} + \frac{M_{gq}}{I_i} y_{pk}$$

10.4 Poikkileikkaussuureet

Eri materiaaleista kootuille poikkileikkauksille voidaan käyttää tarpeen mukaan erilaisia poikkileikkaussuureita: bruttopoikkileikkaus, nettopoikkileikkaus ja ideaalinen poikkileikkaus.

Bruttopoikkileikkaussuuretta käytetään, kun raudoituksen ja jännekanavien viemä tila käsitellään betonipoikkileikkauksena ja kun tehdään alustavaa mitoitus.

Nettopoikkileikkausta käytetään kun raudoituksen ja jännekanavien viemä tila vähennetään betonipoikkileikkauksesta.

Ideaalipoikkileikkaus eli muunnettu poikkileikkaus tarkoittaa, että nettopoikkileikkaukseen lisätään raudituksen ala kerrottuna kimmokertoimien suhteella α_e . Ideaalipoikkileikkaus antaa tarkimmat tulokset ja sitä käytetään lopullisessa mitoituksessa.

10.5 Jännityshäviöt

Jännityshäviöillä tarkoitetaan jännevoiman pientymistä betonin kutistuman, betonin viruman ja jänneteräksen relaksaation takia.

Ankkurijännerakenteissa jännityshäviöitä syntyy lisäksi jänteiden kitkasta ja lukitushäviöistä. Jännityshäviön takia alkuperäinen esijännitysvoima P_0 alenee määrällä ΔP_0 . Laskelmissa käytettävä jännevoima on $P_0 - \Delta P_0$.

Jännevoiman aiheuttama kimmoinen muodonmuutos ei ole jännityshäviö. Kimmoinen muodonmuutos otetaan huomioon poikkileikkauksen jännitysten laskennassa.

Betonin viruma ja jänneterästen relaksaationlaskenta edellyttää jännitystilän laskentaa jänneterästen tasossa jokaiselle jänneteräsryhmälle erikseen. Likimääräismenettelyä voidaan häviöt laskea jänneterästen painopisteakselilla. Kutistuma ei riipu jännitystilasta.

Jännityshäviöitä aiheuttavat ilmiöt ovat ajasta riippuvia, joten häviöt määritetään aikavälille $(t_0 - t)$, yksinkertaisessa tarkastelussa kuormitushetken ja lopputilan välille $(t_0 - t_\infty)$.

Laskennassa tehdään alkuoletus jännityshäviöille (15 – 20%).

Jänneteräksen jännityksen muutos saadaan kertomalla jänneteräksen tasossa syntyvän betonin "ei-kimmoinen" muodonmuutos jänneteräksen kimmokertoimella. Tämän lisäksi jännitystä pienentää jänneteräksen relaksaatio.

$$\Delta s_p := E_p \cdot \epsilon_{cs} + f_{ct} \cdot \frac{\sigma_{cp}}{E_{ct}} - \Delta s_{pr}$$

$\Delta \sigma_p$	kokonaismuutos
σ_{cp}	betonin puristusjännitys on merkiltään negatiivinen
ϵ_{cs}	kutistuma on merkiltään negatiivinen

Muutos voidaan nyt laskea eri aikaväleille ja eri jänneteräs-ryhmille peruskaavaa soveltamalla

$$\Delta s_{pk}(t) := E_p \cdot \epsilon_{cs}(t) + a_{pe} \cdot f_{ct} \cdot \frac{\sigma_{cp}(t_0)}{E_{ct}} - \Delta s_{pr}(t)$$

Kuormituksen muutos hetkellä t_1 aiheuttaa muutoksen jännitykseen $\Delta \sigma_{cp}(t_1)$. Tämän vaikutus viruman aiheuttamaan muutokseen saadaan kaavasta

$$\Delta s_{pk}(t, t_1) := a_{pe} \cdot f_{ct} \cdot \frac{\Delta \sigma_{cp}(t_1)}{E_{ct}}$$

Kuorman muutoksen vaikutus voidaan likimain laskea siten, että koko kuorma oletetaan tulevan hetkellä t_0 , mutta virumalukua pienennetään sopivalla kertoimella, EC2:ssa kertoimella 0,8.

Kuorman muutos vaikuttaa jänneteräksen jännitykseen ja relaksaatioon. EC2:n liitteessä D on esitetty yksityiskohtainen menetelmä. Likimain voidaan olettaa, että

$$\Delta\sigma_{pr} := 0,8\Delta\sigma_{pr}(t_0)$$

EC2:ssa on esitetty likimääräinen menettely jännityshäviöiden laskentaan. Jännityshäviön itseisarvo on

$$\Delta\sigma_{p.csr} := \frac{e_{cs} \cdot E_p + 0,8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \sigma_{c.QP}(t, t_0)}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{(n_a + n_y) \cdot A_p}{A_c} \cdot \frac{1}{e} + \frac{A_c}{I_c} \cdot \frac{z_{cp}}{z} \cdot \sigma + 0,8 \cdot \sigma(t, t_0)} \quad \text{missä}$$

$\Delta\sigma_{p.csr}$	on virumisesta, kutistumisesta ja relaksaatiosta kohdassa x ja hetkellä t aiheutuva jänneterästen jännityksen vaihtelun itseisarvo
ϵ_{cs}	kutistuman itseisarvo
E_p	jänneteräksen kimmokerroin
E_{cm}	betonin kimmokerroin
$\Delta\sigma_{pr}$	on jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuvan jänneterästen jännityksen muutoksen itseisarvo kohdassa x hetkellä t. Se määritetään jännitykselle $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_{2Q})$, joka tarkoittaa alkujännevoimasta ja pitkäaikaiskuormista aiheutuvaa jänneteräksen alkutilanteen jännitystä
$(n_a + n_y) \cdot A_p$	on kaikkien kohdassa x olevien jänneterästen ala
A_c	betonipoikkileikkauksen ala
I_c	betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
z_{cp}	on betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys

Puristusjännitykset ja vastaavat muodonmuutokset sijoitetaan kaavaan positiivisiin etumerkeihin.

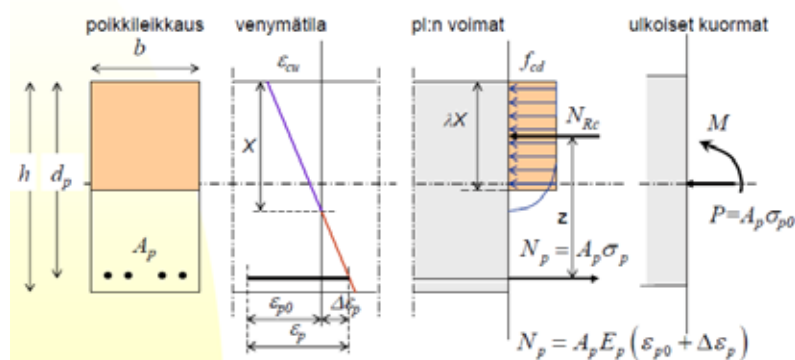
Saatuja jännityshäviöitä verrataan alkuoletuksen arvoihin. Jos ero on suuri on syytä tehdä laskenta uudelleen. Muussa tapauksessa lasketaan jännevoimat kaavasta

$$P_k(t) := P_{0k} - D_s \text{pcsr}(t) \times A_{pk}$$

kun käytetään EC2:n likimääräiskaavaa lasketulle häviölle.

10.6 Taivutusmurtorajatila

Jännebetonirakenteiden taivutusmurtorajatilan laskentakaavat ovat muodollisesti samanlaiset kuin teräsbetronipoikkileikkauksella. Jänneteräksen venymätilan laskenta poikkeaa kuitenkin jännittämättömän raudoituksen venymätilan laskennasta. Monimutkaisuutta kaavoihin tuo jänneteräksen lisäksi poikkileikkauksessa oleva ”pehmeä” rauditus. Taivutusmurtorajatilassa tapahtuu joko raudituksen myötö, betonin puristusmurto tai halkeilumurto.



Kuva Jännebetonirakenteen taivutusmitoitussyhtälöt /13/

Materiaaliosavarmuudet murtorajatilassa

$$g_c \text{ } ^\circ \text{ } 1.35 \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}(28 \times d)}{g_c}$$

$$g_s \text{ } ^\circ \text{ } 1.10$$

$$g_p \text{ } ^\circ \text{ } 1.10 \quad f_{pyd} := \frac{f_{p0.1k}}{g_p}$$

$$e_{pyd} := \frac{f_{pyd}}{E_p}$$

Mitoitetaan poikkileikkaus ensin ilman yläjänniteitä:

Esijännitys häviöiden jälkeen lopputilassa

$$s_{pm0} = 1260 \text{ MPa}$$

$$s_{poo} := s_{pm0} - D s_{p.csr}$$

$$e_{poo} := \frac{s_{poo}}{E_p}$$

$$m := \frac{M_{Ed} \frac{d}{e}}{d_{pa}^2 b x_{cd}}$$

$$b := 1 - \sqrt{1 - 2m}$$

$$x := \frac{b d_{pa}}{0.8}$$

$$De_p := e_{cu} \times \frac{x - d_{pa}}{x}$$

$$e_{pa} := De_p + e_{poo}$$

Jänneteräksen jännitys

$$s_{pa} := \begin{cases} f_{pyd} & \text{if } e_{pa} \leq e_{pyd} \\ e_{pa} \cdot E_p & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$z := d_{pa} \cdot \left(1 - \frac{b}{2} \right) \quad A_{pa.vaad} := \frac{M_{Ed}}{z \cdot s_{pa}} \quad n_{a.vaad} := \frac{A_{pa.vaad}}{A_p}$$

Seuraavaksi otetaan yläjännitteet mukaan. Laskenta perustuu iterointiin, missä haetaan sopivaa ala- ja yläjännitteiden yhdistelmää, millä suhteelliset muodonmuutokset ja jännitykset pysyvät halutuissa rajoissa. Alapinnan jännitteet aiheuttavat yläjännitteisiin vetoa ja betonin alapintaan puristusta.

$$n_y = 5 \quad s_{p00} = 1094 \text{ MPa}$$

oletetaan yläjännitteiden jännitys murtotilassa

Tätä voidaan muuttaa niin, että saadaan sama laskettu jännitys alempana

$$s_{py} := s_{p00} - 364 \text{ MPa}$$

$$s_{py} = 730 \text{ MPa}$$

$$w_{py} := \frac{A_{py} \cdot f_{pyd}}{b \cdot d_{pa} \cdot \sigma_{cd}}$$

$$b := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{e_{pa}}{e} + w_{py} \cdot \frac{s_{py}}{f_{pyd}} \cdot \left(1 - \frac{d_{py}}{d_{pa}} \right)}$$

$$x := \frac{b \cdot d_{pa}}{0.8}$$

$$De_{py} := e_{cu} \cdot \frac{x - d_{py}}{x}$$

$$e_{py} := De_{py} + e_{p00}$$

Yläjännitteiden jännitys

$$s_{py} := \begin{cases} f_{pyd} & \text{if } e_{py} \leq e_{pyd} \\ e_{py} \cdot E_p & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tähän saatava sama kuin alkuoletus

$$s_{py} = 729 \text{ MPa}$$

Kun huomioidaan yläjäteissä vaikuttava vetojännitys alapinnan jänneterästen tarve uusilla poikkileikkausarvoilla betonin purituskestävyys huomioiden ratkaistaan seuraavasti::

$$De_{pa} := e_{cu} \times \frac{x - d_{pa}}{x}$$

x:n arvossa on nyt huomioitu yläjäteiden vaikutus

$$e_{pa} := De_{pa} + e_{poo}$$

Alajäteiden jännitys

$$s_{pa} := \begin{cases} f_{pyd} & \text{if } e_{pa} \leq e_{pyd} \\ e_{pa} \times E_p & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$z := d_{pa} \times \frac{\alpha}{e} - \frac{b \cdot \delta}{2 \cdot \delta}$$

$$A_{pa.vaad} := \frac{M_{Ed} \times \frac{\alpha}{e} \cdot \delta}{z \cdot s_{pa}}$$

$$n_{a.vaad} := \frac{A_{pa.vaad}}{A_p}$$

Tartuntajäteiden ankkurointi

Täysi jännevoima P_0 siirtyy matkalla l_{pt} , jolle oletetaan tasan jakautunut tartuntajännitys f_{bpt} .

$$f_{bpt} := h_{p1} \cdot h_1 \cdot f_{ctd}(t)$$

Punoksille $h_{p1} := 3.2$

Tässä ei eroa kuviopintaisille punoksille, Edut voi hyödyntää tuotannossa

Yläpunoksille $h_{1y} := 0.7$

Yläpunoksilla "huonot" tartunaolosuhteet

Alapunoksille $h_{1a} := 1.0$

Alapunoksilla "hyvät" tartunaolosuhteet

Siirtymäpituuden perusarvo on l_{pt} ,

$$L_{pt} := a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{s_{pm0}}{f_{bpt}}$$

Jännevoiman siirto hitaasti =>

$$a_1 := 1.0$$

Punokset =>

$$a_2 := 0.19$$

Siirtymäpituuden mitoitusarvot l_{pt1} ja l_{pt2} mitoitusilanteen mukaan

$$L_{pt1} := 0.8L_{pt} \quad L_{pty} := 1.2L_{pt}$$

Jänteiden ankkurointi murtorajatilassa: ankkurointilujuus

$$f_{bpd} := h_{p2} \times h_1 \times f_{ctd} \quad h_{p2} := 1.2$$

Kokonaisankkurointipituus

$$L_{bpd} := L_{pt2} + a_2 \times \Phi_p \times \frac{s_{pd} - s_{poo}}{f_{bpd}} \quad \text{missä}$$

L_{pt2}	murtorajatilaaan liittyvä siirtymäpituus
α_2	0,25 jännityslangoille ja 0.19 3- ja 7- lankaisille punoksille
Φ_p	punoksen tai langan halkaisija
σ_{pd}	punoksen jännitys tilanteessa, joka vastaa betonin vetojännitystä
σ_{poo}	punoksen jännityksen lopullinen arvo
f_{bpd}	ankkurointilujuus

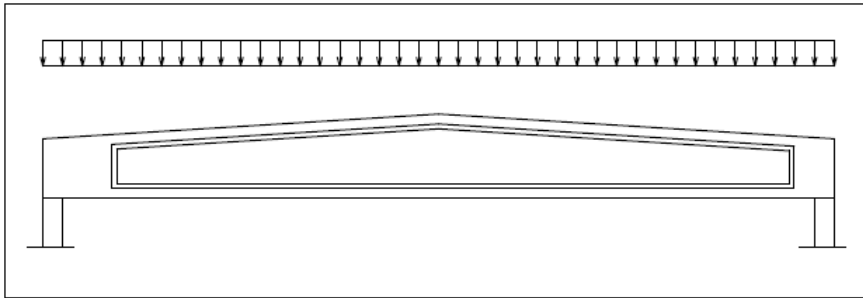
Paikalliset rasitukset ankkurointialueella

CEB-FIP mallinormissa 1990 on esitetty laskentamenetelmä halkeilurajatilaa määrittämiseen. Epäsymmetrisessä tapauksessa halkeiluriskiä voi arvioida esimerkiksi käyrästöjen avulla (RIL 125).

Leikkaus ja Vääntö

Jännebetonirakenteiden leikkaus- ja vääntökestävyys ratkaistaan Eurokoodissa samoilla kaavoilla kuin normaaliraudotettujen teräsbetonirakenteiden kestävyys huomioiden jännevoiman vaikutukset.

Harjoitus 4 : HI- jännebetonipalkki

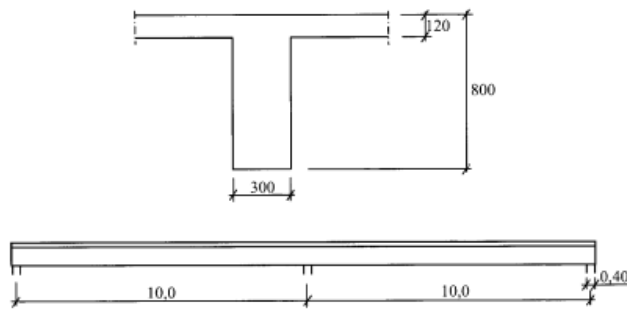


Kuva HI- jännebetonipalkki

Tehtävänä on suunnitella yksilaivaisen teräsbetonihallin HI- jännebetonipalkki, minkä jänneväli on $24\text{m} + \text{BB}/3$ ja kehäjako 12.0 m. BB= syntymäpäivä. Tehtävä sisältää mm seuraavat osiot:

1. Rakenteen esittely
 - geometria
 - lujuudet
 - kuormitukset ja jännityskriteerit
2. Alustava mitoitus
 - alustava poikkileikkaus
 - alustavat jännitykset ja momenttikapasiteetti
3. Palkin toiminta laukaisussa ja siirrossa
4. Ajasta riippuvat tekijät
 - viruma
 - relaksaatio
 - jännityshäviöt
5. Murtorajatilamitoitus
 - taivutus
 - leikkaus
6. Raudoitus
 - tuella
 - harjalla
7. Raudoituskuva

Harjoitus 5 : Jälkijännitetty kaksiaukkoinen palkki



Kuva HI- jännebetonipalkki

Mitoita kuvan mukainen kaksiaukkoinen toimistorakennuksen jälkijännitetty paikallavalettu palkki omilla lähtöarvoilla. Aukkoväli on suunnittelijasta riippuva parametri siten, että $L = 10\text{m} + \text{BB}/10\text{ m}$. BB= syntymäpäivä. Tehtävä sisältää mm seuraavat osiot:

1. Rakenteen esittely
 - geometria
 - lujuudet
 - kuormat ja jännityskriteerit
2. Alustava mitoitus
 - alustava poikkileikkaus
 - alustava jännevoima ja jänneterästen paikat
 - alustava momenttikapasiteetti
3. Palkin toiminta laukaisussa
4. Ajasta riippuvat tekijät
 - viruma
 - relaksaatio
 - jännityshäviöt
5. Murtorajatilamitoitus
 - taivutus
 - leikkaus
6. Raudoitus
 - tuella
 - harjalla
7. Raudoituskuva

Lähdeluettelo

- [1] RIL 201-1-2008 RIL 201-1-2008 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Eurokoodi. RIL 2008.
- [2] SFS-EN 1990: 2002 Eurocode. Rakenteiden suunnitteluperusteet. SFS 2002.
- [3] SFS-EN 1991-1-1: 2002 Eurocode 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, Tilavuuspainot, Omapaino ja Rakennusten hyötykuormat. SFS 2002.
- [4] SFS-EN 1991-1-3: 2004 Eurocode 1. Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-3: Lumikuormat. SFS 2004.
- [5] SFS-EN 1991-1-4: 2005 Eurocode 1. Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat. SFS 2005. SFS 2005.
- [6] MathCad-ohjelmisto versio 14.0.0.163 Parametric Technology Corporation
- [7] A2 Suomen Rakentamismääräyskokoelma. Rakennuksen suunnittelijat ja suunnitelmat A2. Määräykset ja ohjeet 2002
- [8] E1 Suomen Rakentamismääräyskokoelma. Rakennusten paloturvallisuus. Määräykset ja ohjeet 2002
- [9] SFS-EN 1992-1-1: 2007 Eurocode 2. Betonirakenteiden suunnittelu Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. SFS 2007.
- [10] SFS-EN 1992-1-2: 2005 Eurocode 3: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus. SFS 2007.
- [11] Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakentamisessa 15.10.2007. Liite 1 Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Liite A1 Taulukko A1.2(B) (F1) Kuormien mitoitusarvot (STR/GEO) Sarja B)
- [12] Elementtisuunnittelu.fi Betoniteollisuus ry
- [13] Pekka Nykyri luentomateriaalia
- [14] JRC esitysmateriaali
- [15] How To Design suom
- [16] YM Eurokoodit Kansallinen liite
- [17] Tim Länsivaaran luentomateriaalia
- [18] Ratojen tukiseinien mitoittaminen Eurokoodilla Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 26/2011 Mirja Ruotsala
- [19] Uusi paalutusohje PO 2011 Jouko Törnqvist, VTT
- [20] Uusi paalutusohje PO 2011 Teemu Riihimäki TTY
- [21] Tuotelehti PO-2011 mukaiseen paalutustyöhön RTT
- [22] Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu NCCI 2 21.6.2012 Liikenneviraston ohjeita 13/2012
- [23] CCIP Concise EC2
- [24] www.kivitalo.fi
- [25] www.amk.fi
- [26] BY 210 Matti Leskelä Betonirakenteiden Suunnittelu ja Mitoitus
- [27] BY 202 Betonirakenteiden suunnittelu