

Betonirakenteet

OHJEET 2005

Ympäristöministeriön asetus betonirakenteista

Annettu Helsingissä 15 päivänä huhtikuuta 2004

Ympäristöministeriön päätöksen mukaisesti säädetään 5 päivänä helmikuuta 1999 annetun maankäyttö- ja rakennuslain (132/1999) 13 §:n nojalla rakentamisessa sovellettaviksi seuraavat ohjeet betonirakenteista.

Tämä asetus tulee voimaan 1 päivänä tammikuuta 2005 ja sillä kumotaan ympäristöministeriön 29 päivänä syyskuuta 2000 antama päätös betonirakenteista. Ennen asetuksen voimaantuloa vireille tulleeseen lupahakemukseen voidaan soveltaa aikaisempia ohjeita.

Helsingissä 15 päivänä huhtikuuta 2004

Ympäristöministeri *Jan-Erik Enestam*

Yli-insinööri Jaakko Huuhtanen

1	YLEISOHJEET	5	4	RAKENTEIDEN VALMISTUS	41
1.1	Yleistä	5	4.1	Materiaalit	41
1.2	Betonityönjohtajan pätevyys	5	4.1.1	Betoni	41
1.3	Asiakirjat	6	4.1.2	Teräs	41
1.3.1	Laskelmat	6	4.1.3	Elementtien saumausaineet	42
1.3.2	Piirustukset ja työselitys	6	4.2	Työnsuoritus	42
1.3.3	Tyyppihyväksyntäpäätökset	6	4.2.1	Yleistä	42
1.3.4	CE-merkki ja käyttöselosteet	6	4.2.2	Muotit ja niiden tukirakenteet	42
1.3.5	Muut asiakirjat	7	4.2.3	Raudoitustyöt	43
1.4	Määritelmät ja merkinnät	7	4.2.4	Betonityöt	44
1.5	Yksiköt	7	4.2.5	Betonielementtejä koskevat erityisohjeet	46
1.6	Vastavuoroinen tunnustaminen	7	4.2.6	Jännittämistöitä koskevat erityisohjeet	46
			4.2.7	Mittapoikkeamat	47
2	RAKENTEIDEN SUUNNITTELU RAJATILAMITOITUSTA KÄYTTÄEN	7	5	LAADUNVALVONTA	48
2.1	Suunnittelun perusteet	7	5.1	Yleistä	48
2.1.1	Yleistä	7	5.2	Betonin laadunvalvonta	49
2.1.2	Materiaalien laskentalujuudet	8	5.3	Rakenteiden valmistuksen laadunvalvonta	49
2.1.3	Kuormitukset	8	5.3.1	Vastaanottotarkastukset	49
2.1.4	Ympäristöolosuhteet	10	5.3.2	Työnsuorituksen laadunvalvonta	49
2.1.5	Betonin materiaaliominaisuudet	10	5.3.3	Elementtitehtaat	49
2.1.6	Raudoituksen materiaaliominaisuudet	13	5.4	1-luokan rakenteiden erityisvaatimukset	50
2.1.7	Voimasuureet	14			
2.2	Murtorajatilatarkastelut	16	6	RAKENTEIDEN KELPOISUUDEN TOTEAMINEN	50
2.2.1	Taivutus ja normaalivoima	16	6.1	Yleistä	50
2.2.2	Leikkaus	16	6.2	Rakennussementti	50
2.2.3	Vääntö	20	6.3	Betoni	50
2.2.4	Yhdistetyt rasitukset	21	6.3.1	Yleistä	50
2.2.5	Rakenteiden vakavuus	22	6.3.2	Betonin puristuslujuus muottiin valetuilla koekappaleilla	51
2.2.6	Raudoituksen ankkurointi ja jatkokset	24	6.3.3	Betonin puristuslujuus rakennekokein	51
2.2.7	Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat	28	6.3.4	Betonin säilyvyysominaisuuksien ja muiden ominaisuuksien toteaminen	52
2.2.8	Väsymismurtorajatila	28	6.3.5	Injektointilaastin kelpoisuus	52
2.3	Mitoitus käyttörajatilassa	29	6.3.6	Rakenteellisen saumauslaastin kelpoisuus	52
2.3.1	Yleistä	29	6.4	Terästen kelpoisuus	53
2.3.2	Siirtymät	29	6.4.1	Betoniteräkset ja raudoitteet	53
2.3.3	Halkeilu	31	6.4.2	Työmaalla tehtävät tankojen hitsausliitokset	53
2.4	Rakenteiden koekuormitus ja kokeellinen mitoitus	32	6.4.3	Betoniterästankojen mekaaniset jatkokset	53
2.4.1	Yleistä	32	6.4.4	Kuormia siirtävät metalliosat ja ankkurit	53
2.4.2	Koekappaleet	33	6.4.5	Jänneteräkset	54
2.4.3	Kokeiden lukumäärä	33	6.5	Rakenteiden valmistuksen ja valmiiden rakenteiden tarkastus	54
2.4.4	Koejärjestelyt ja kokeiden suoritus	33	6.6	Toimenpiteet rakenteiden epätydyttävän laadun johdosta	54
2.4.5	Koetulosten tarkastelu	33			
2.4.6	Koekuormituksen ja kokeellisen mitoituksen varmuus	33			
2.5	Rakenteelliset ohjeet	35	7	MINERAALISET SEOSAINHEET BETONIN SIDEAINEENA JA KEINOTEKOISENA KIVIAINEKSENA	55
2.5.1	Raudoitus	35	7.1	Soveltamisala ja yleisohjeet	55
2.5.2	Rakenneosat	36	7.2	Määritelmiä	56
2.6	Erityisohjeet	39			
2.6.1	Elementtirakenteet	39			
2.6.2	Jännitetyt rakenteet	40			
3	RAKENTEIDEN SUUNNITTELU SALLITTUJA JÄNNITYKSIÄ KÄYTTÄEN	41			

7.3	Seosaineiden laadunvalvonta ja kelpoisuus	56	8	PALOTEKNINEN MITOITUS	60	3
7.3.1	Yleistä	56	8.1	Yleisohjeet	60	
7.3.2	Laadunvalvontasopimuksen mukainen laadunvalvonta ja viranomaistarkastukset	56	8.2	Paloteknisen mitoituksen perusteet	60	
7.3.3.	Toimituseräkohtainen laaduntarkastus	57	8.2.1	Rakenteiden palonkestävyys	60	
7.3.4	Näytteenotto	57	8.2.2	Palonkestävyysvaatimukset	60	
7.3.5	Seosainetta koskeva tiedottaminen	57	8.2.3	Palo-olosuhteet	60	
7.3.6	Toimenpiteet epätydyttävän laadun johdosta	58	8.2.4	Rakenteiden palonaikaiset kuormitukset ja varmuuskertoimet	61	
7.4	Lentotuhka	58	8.2.5	Rakennusaineiden termiset ja termomekaaniset ominaisuudet	61	
7.5	Masuunikuonajauhe	58	8.3	Kantavat ja osastoivat betonirakenteet	61	
7.5.1	Masuunikuonajauheen koostumus ja ominaisuudet	58	8.3.1	Sovellusalue	61	
7.5.2	Masuunikuonajauheen käyttö	58	8.3.2	Laskennallinen mitoitus	62	
7.6	Masuunikuona ja ferrokromikuona betonin keinotekoisena kiviaineksena	59	8.3.3	Taulukkomitointus	64	
7.6.1	Masuunikuonan ja ferrokromikuonan koostumus ja ominaisuudet	59	Liite 1	Määritelmät	71	
7.6.2	Masuunikuonan ja ferrokromikuonan käyttö keinotekoisena kiviaineksena	59	Liite 2	Merkinnät	75	
7.7	Silika	59	Liite 3	Kansallinen liite standardiin SFS-EN 206-1	78	
7.7.1	Silikan koostumus ja ominaisuudet	59	Liite 4	Opastavaa aineistoa	83	
7.7.2	Silikan käyttö	59				
7.8	Rakenteiden valmistuksen valvonta	59				

YLEISOHJEET

1.1 Yleistä

Näissä ohjeissa esitetään rajatilatarkasteluihin perustuva mitoitusmenetelmä kantavien betonirakenteiden suunnittelua varten sekä menetelmä betonirakenteiden valmistamiseksi. Yhtenä kokonaisuutena toimivat rakenneosat mitoitetaan yhtä menetelmää käyttäen. Määräysten edellyttämä rakenteiden varmuustaso ja säilyvyys katsotaan saavutetuksi, kun rakenteet suunnitellaan ja valmistetaan sekä niiden kelpoisuus osoitetaan näiden ohjeiden mukaisesti.

Betonirakenteet voivat olla raudoittamattomia tai raudoitettuja, osittain tai kokonaan jännitetyjä, paikallavalettuja tai elementtejä. Betonissa voidaan käyttää luonnon kiviainesta tai muuta tarkoitukseen soveltuvaa mineraalipohjaista keinotekoista kiviainesta.

Nämä ohjeet koskevat lujuusluokkiin K15...K100 kuuluvien rakenteiden valmistusta ja lujuusluokkiin K15...K60 kuuluvien suunnittelua. Lujuusluokkiin K70...K100 kuuluvat rakenteet suunnitellaan näihin ohjeisiin perustuvia yleisesti hyväksytyjä lisäohjeita noudattaen.

Selostus: Lujuusluokkiin K70...K100 (korkealujuusbetonit) kuuluvien rakenteiden mitoitusohjeita on esitetty Suomen Betoniyhdistys r.y:n julkaisussa BY 50.

Betonirakenteet jaetaan kolmeen rakenneluokkaan, joita nimitetään 1-, 2- ja 3-luokiksi. Rakenteen saa lukea tiettyyn luokkaan kuuluvaksi, kun noudatetaan kyseiseen luokkaan liittyviä suunnittelu- ja työnsuoritusohjeita. Rakenteiden suunnittelijalla ja betonityönjohtajalla tulee olla käytettävän rakenneluokan mukainen pätevyys. Rakenneluokka ilmaistaa lujuusluokan jälkeen tehtävällä merkinnällä, esimerkiksi K30-2 tai C25/30-2.

Rakenteet ja rakenneosat, joiden suunnittelun katsotaan vaativan erityistä pätevyyttä tai joiden valmistaminen niiden rakenteellisen toiminnan varmistamiseksi edellyttää erityistä huolellisuutta, toteutetaan 1-rakenneluokassa. Vaativiksi katsotaan jännitetyt rakenteet ja esimerkiksi tavanomaisesta poikkeavat suuret tai monikerroksiset elementtirakenteet.

Selostus: Rakennesuunnittelutehtävien vaativuutta on käsitelty RakMK ohjeissa A2.

2-luokan rakenteen kantavuus saadaan mitoittaa korkeintaan betonin lujuudelle K40. 3-luokan rakenteen kantavuus saadaan mitoittaa korkeintaan betonin lujuudelle K20.

1- ja 2-rakenneluokkaan kuuluvien elementtien ja 1- ja 2-luokan rakenteessa käytettävän betonin valmistuksen tulee olla tarkastettua ja valmistajalla tulee olla ympäristöministeriön hyväksymän toimielimen varmentama tehtaan sisäinen laadunhallintajärjestelmä, ellei tuote ole CE-merkitty.

1.2 Betonityönjohtajan pätevyys

Betonityönjohtaja johtaa rakenteiden valmistusta ja hänellä tulee olla tehtävän vaativuuden mukainen pätevyys. Hänen tulee omata riittävät tiedot betonin ominaisuuksista ja valinnasta sekä riittävä käytännön kokemus rakenteiden valmistuksesta. Valmisbetonin valmistuksesta vastaavalla henkilöllä tulee olla valmistettavan betonin rakenneluokan mukainen pätevyys. Betonin valmistuksesta vastaavan henkilön tulee omata riittävät tiedot betonin suhteituksesta ja betonin ominaisuuksista sekä riittävä käytännön kokemus.

1-luokan työssä betonityönjohtajan tulee olla suorittanut vähintään teknillisen oppilaitoksen tai ammattikorkeakoulun rakennusosastolla insinöörin tutkinnon, johon sisältyvät betonirakenteiden suunnittelua ja toimintaa käsittelevät kurssit tai vastaavan ulkomaisen tutkinnon. Tätä alemman tutkinnon suorittaneella tulee olla vastaavat tiedot betonirakenteiden valmistuksesta ja toiminnasta.

2-luokan työssä betonityönjohtajan tulee olla suorittanut vähintään teknillisen oppilaitoksen rakennusosastolla teknikkotutkinnon tai ammattikorkeakoulun rakennusosastolla rakennusmestariutkinnon, tai vastaavan ulkomaisen tutkinnon, ja hänen tulee olla perehtynyt betonin teknologiaan ja betonitöiden suoritukseen.

3-luokan työssä betonityönjohtajalla tulee olla riittäväksi katsottavat betonin valmistusta ja ominaisuuksia sekä rakenteellisia seikkoja koskevat tiedot.

1.3 Asiakirjat

1.3.1 LASKELMAT

1- ja 2-rakenneluokissa laskelmissa esitetään:

- rakennemalli
- rakenteelle tulevat kuormat ja kuormitukset kohdan 2.1.3 mukaisesti
- kohdan 2.1.7 mukaisesti lasketut voimasuureet
- rakennemitat ja materiaalitiedot
- murtovarmuustarkastelu kohdan 2.2 ja käyttötilan tarkastelu kohdan 2.3 mukaisesti
- arvio rakenteen ympäristöolosuhteista ja rasitusluokista sekä niiden huomioon ottamisesta rakenteen suunnittelussa.
- rakentamisen aikainen ja valmiin rakenteen vakavuustarkastelu sekä varmuus kaatumista vastaan tarvittaessa.

Vastaavat tarkastelut tehdään 3-rakenneluokassa tarvittavin osin.

1.3.2 PIIRUSTUKSET JA TYÖSELITYS

Piirustuksissa esitetään:

- Rakenteesta:
 - rakenneluokka
 - rasitusluokat ja rakenteen suunnittelu-ikä
 - betonipeitteen nimellisarvo ja sen sallittu mittapoikkeama
 - suunnittelussa käytetyt ominaiskuormat
- Betonista:
 - lujuusluokka
 - kiviaineksen suurin raekoko
 - kun rakenteeseen tai sen valmistukseen kohdistuu erityisiä vaatimuksia, voidaan esittää SFS-EN 206-1 kohdan 6.2.3 mukaisia lisävaatimuksia.
- Raudoituksesta teräksen tunnusstandardin tai käyttöselosteen mukaan.
- Muiden materiaalien vaatimukset tarvittaessa.
- Muut tarpeelliset vaatimukset kuten:
 - jälkihoitoon liittyvät vaatimukset (Rasitusluokan mukaan määräytyviä ei kuitenkaan tarvitse esittää)
 - sallitut mittapoikkeamat; rakenneluokan mukaan määräytyviä ei tarvitse esittää (kohta 4.2.7)
 - täydelliset tiedot rakenteiden muodosta ja koosta sekä työsaumojen, kiinnikkeiden ja varausten paikoista

- raudoitteiden tankojen halkaisija, pitiuus, taivutukset, lukumäärä, sijoitus, jatkokset, betonipeite; jänneraudoitteista lisäksi jännetyyppi sekä injektointi- ja apuputkien paikat
- muut tarpeelliset tiedot.

Elementtipiirustuksissa esitetään lisäksi elementtien osalta

- paino
- vähimmäistukipinnat
- nostolenkit
- käsittely-, tuenta- ja nosto-ohjeet tarvittaessa (katso kohta 4.2.5.2).

1-luokan rakenteiden piirustuksissa esitetään myös raudoituksen tuenta ja siihen liittyvä työraudoitus.

Rakenteiden suunnittelussa on otettava huomioon valmistustekniikan asettamat vaatimukset. Betonirakenteiden valmistusta ohjaamaan tehdään tarvittaessa työselitys. Jos rakenne tai rauditus on vaikea-tekoinen, merkitään piirustuksiin tai työselitykseen ne erityistoimenpiteet, joita noudattamalla eri työvaiheiden ja niiden valvonnan voidaan katsoa täyttävän työnsuoritukselle kohdassa 4 asetetut vaatimukset.

1.3.3 TYYPPIHVÄKSYNTÄPÄÄTÖKSET

Tyyppihyväksytyjä tuotteita käytetään tyyppihyväksyntäpäätöksen ja siihen perustuvien valmistajan antamien ohjeiden mukaisesti. Tuotteiden kelpoisuutta ei rakennuspaikalla tarvitse erikseen osoittaa, ellei tyyppihyväksyntäpäätöksessä ole toisin sanottu.

1.3.4 CE-MERKKI JA KÄYTTÖSELOSTEET

Seuraavilla betonirakenteissa käytettävillä aineilla, osa-aineilla, tarvikkeilla ja menetelmillä tulee olla voimassa oleva ympäristöministeriön hyväksymän toimielimen varmentama käyttöseloste, ellei niitä ole varustettu CE-merkinnällä.

- betonin lisäaineet (SFS-EN 934-2)
- erikoislaastit ja -betonit (4.1.1.3)
- jänneteräkset (4.1.2.3)
- kuormia siirtävät metalliosat ja nostoankkurit (4.1.2.4)
- elementtien sauma-aineet (4.1.3)
- jännemenetelmät (4.2.3.2)
- betoniterästankojen erikoisjatkokset (4.2.3.2)
- betoniterästankojen erikoisankkurit (4.2.3.2)

Käyttöselostepäätöksessä voidaan määrittellä tarpeellinen laadunvalvonta. Käyttöselosteen tulee olla tuotteen käyttöpaikalla.

1.3.5 MUUT ASIAKIRJAT

Muut alla luetellut asiakirjat laaditaan silloin, kun asianomaisessa kohdassa niin edellytetään:

- betonityösuunnitelma (kohta 4.2.4.1)
- valmisbetonierän kuormakirja (SFS-EN 206-1 kohta 7.3)
- lämpökäsittelysuunnitelma (4.2.4.4)
- erityismenetelmien työselitys (4.2.4.7)
- tiedot betonielementeistä (4.2.5.1)
- elementtirakenteiden asennussuunnitelma (4.2.5.2)
- jännittämistöihin liittyvät asiakirjat (4.2.6)
- laadunvalvontaan liittyvät suunnitelmat ja muistiinpanot (5.1)
- kelpoisuuden osoittamiseen liittyvät asiakirjat (6)
- standardin SFS-EN 206-1 taulukon 20 mukaiset asiakirjat.

1.4 Määritelmät ja merkinnät

Määritelmät ja merkinnät on esitetty liitteissä 1 ja 2.

1.5 Yksiköt

Näissä ohjeissa käytetään SI-järjestelmän mukaisia yksiköitä. Yksiköt on esitetty standardissa SFS 2300 (ISO-1000-1973).

1.6 Vastavuoroinen tunnustaminen

Mitä näissä ohjeissa on lausuttu SFS-standardista ja SFS-merkistä, koskee myös muussa Euroopan talousyhteisön jäsenmaassa voimassa olevaa turvallisuustasoltaan vastaavaa EN-standardia tai muuta standardia taikka laadunvalvontamenettelyä. Ympäristöministeriö ilmoittaa ne standardit, jotka vastaavat ohjeissa mainittua SFS-standardia.

Mitä näissä ohjeissa on lausuttu varmennetusta käyttöselosteesta tai viranomaisen vaatimasta testauksesta tai tarkastuksesta taikka ympäristöministeriön hyväksymästä koetuslaitoksesta, koskee myös Euroopan talousyhteisön muussa jäsenmaassa hyväksytyä turvallisuustasoltaan vastaavaa selvitystä tuotteesta, testauksesta tai tarkastuksesta taikka laitosta. Ympäristöministeriö ilmoittaa ne testaus- ja tarkastusmenetelmät sekä laitokset, jotka vastaavat ohjeissa mainittua käyttöselostetta, testausta, tarkastusta tai koetuslaitosta.

2

RAKENTEIDEN SUUNNITTELU RAJATILAMITOITUSTA KÄYTTÄEN

2.1 Suunnittelun perusteet

2.1.1 YLEISTÄ

Rakenteet on suunniteltava siten, että niiden varmuus murtorajatiloihin nähden on riittävä ja että niiden käyttökelpoisuus on riittävä rakenteen kannalta merkittävässä käyttötiloissa ja että niiden säilyvyys on näiden ohjeiden mukainen suunnittelun perustaksi asetetuissa ympäristöolosuhteissa.

Taivutetut rakenteet on suunniteltava riittävän sitkeiksi.

Laskelmilla on osoitettava, että rakenteilla on riittävät kapasiteetit seuraavissa murtorajatilataarkasteluissa.

- Taivutus ja normaalivoima (2.2.1)
- Leikkaus (2.2.2)
- Vääntö (2.2.3)
- Yhdistetyt rasitukset (2.2.4)
- Rakenteiden vakavuus (2.2.5)
- Raudituksen ankkurointi ja jatkokset (2.2.6)
- Paikallinen puristus ja halkaisuvoimat (2.2.7)
- Väsymismurtorajatila (2.2.8)

Laskelmilla on osoitettava, että rakenteet täyttävät niille asetetut vaatimukset seuraavissa käyttörajatilataarkasteluissa

- Siirtymät (2.3.2)
- Halkeilu (2.3.3)
- Jänteiden jännitykset (2.6.2)

Rakenteiden ja raudoitusten tulee muodoltaan, kooltaan ja sijainniltaan täyttää niille eri rajatilataarkastelujen, rakenteellisten ohjeiden (2.5) ja erityisohjeiden (2.6) perusteella asetetut vaatimukset.

Rakenteiden suunnittelussa on otettava huomioon valmistustekniikan asettamat vaatimukset. Jos rakenne tai rauditus on vaikeatekoinen, merkitään piirustuksiin tai työselityksiin ne erityispiirteet, joita noudattamalla eri työvaiheiden ja niiden valvonnan voidaan katsoa täyttävän työnsuoritukselle kohdassa 4 asetetut vaatimukset.

2.1.2 MATERIAALIEN LASKENTALUJUUDET

Rakenteiden kapasiteettia laskettaessa käytettävät materiaalien laskentalujuudet saadaan jakamalla koh-tien 2.1.5 ja 2.1.6 mukaiset materiaalien ominaislujuudet taulukossa 2.1 annetuilla osavarmuuskertoimilla.

Kun kuormitusyhdistelmä sisältää onnettomuuskuormia, käytetään materiaalien laskentalujuuksina niiden ominaislujuuksia.

2.1.3 KUORMITUKSET

2.1.3.1 Yleistä

Laskentakuormat määritetään rakentamismääräyskokoelman osan B1 "Rakenteiden varmuus ja kuormitukset" mukaan. Lisäksi noudatetaan muita viranomaisten antamia ohjeita ja seuraavassa annettuja betonirakenteita koskevia ohjeita.

Raudoitettujen, tavanomaista runkoainetta sisältävien betonirakenteiden omaa painoa laskettaessa käytetään tilavuuspainolle vähintään arvoa 25 kN/m³.

2.1.3.2 Pitkä- ja lyhytaikaiskuormat

Pitkäaikaiskuormat aiheuttavat betonirakenteisiin ajasta riippuvia muodonmuutoksia. Kuormien ominaisarvoista katsotaan taulukon 2.2. mukainen osuus pitkäaikaiseksi. Lyhytaikaiskuormat ovat suuruudeltaan samat kuin kuormien ominaisarvot.

TAULUKKO 2.2

Kuormien pitkäaikaisiksi katsottavat osuudet

Kuorma	Kuorman pitkäaikaisosuus %
Pysyvät kuormat	100
Oleskelukuormat	
pintakuorma	30
pistekuormat	0
Kokoontumiskuorma	30
portaat ja käytävät	0
Tungoskuorma	0
Tavarakuorma harkinnan mukaan, kuitenkin vähintään	50
Vaakasuorat viiva- ja pistekuormat	0
Lumikuorma	20
Lämpötilasta aiheutuva kuormitus (katso kohta 1.3.3)	0
Epätasaisesta lämpötilasta aiheutuva kuormitus	0
Tuulikuorma	0
Liikennekuormat (ei pysäköintiä)	30
Betonin kutistumisen ja virumisen aiheuttamat voimasuureet	100

Muiden kuormien (esim. veden- ja jäänpaine) pitkäaikaisosuus otetaan huomioon suunnittelijan harkinnan mukaisesti.

2.1.3.3 Pakkovoimat

Mm. seuraavat tekijät aiheuttavat betonirakenteisiin pakkovoimia:

- lämpötilan muutos (2.1.4.3)
- kutistuminen (2.1.5.3)

TAULUKKO 2.1

Materiaalien osavarmuuskertoimet murtorajatilassa

Betonin osavarmuuskerroin	Rakenneluokka	Raudoitettu rakenne		Raudoittamaton rakenne
γ_c	1	1,35		2,0
	2	1,50		2,3
	3	1,90		2,7
Teräksen osa-varmuuskerroin	Rakenneluokka	A500HW	Jänneteräs	
		A700HW		
		B500K		
		B600KX		
γ_s		B700K		
		Pyörötanko S235JRG2		
		1		
		2	1,20	1,25
		3	1,35	1,35

- viruminen (2.1.5.4)
- jännevoima (2.1.3.5)
- tukien painuminen

Pakkovoimat otetaan huomioon mitoitettaessa rakennetta käyttötilassa. Lisäksi selvitetään tarpeen mukaan mikä näiden tekijöiden vaikutus on murtorajatilassa voimasuureisiin ja muodonmuutoksiin. Raudoittamattomia rakenteita suunniteltaessa otetaan pakkovoimat aina huomioon.

2.1.3.4 Dynaamiset kuormat

Betonirakenteille voivat mm. seuraavat tekijät aiheuttaa mitoituksessa huomioon otettavia dynaamisia rasituksia:

- elementtien kuljetus ja asennus
- liikenne
- koneet ja laitteet
- tuuli (suuret, korkeat tornit)
- aallokko (avomerirakenteissa)
- jään liikkeet.

Dynaamiset kuormat voivat eräissä tapauksissa olla myös väsytytkuormia (2.2.8) tai aiheuttaa rakenteen värähtelyjä.

2.1.3.5 Jännevoima

Jännevoima rinnastetaan pysyviin kuormiin.

Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jänteen jännitykseen lasketaan kaavasta

$$\sigma_{px} = \sigma_{p0} e^{-\mu(\Sigma\alpha + \beta x)} \quad (2.1)$$

missä

- σ_{px} on jännityksen arvo matkan x päässä σ_{p0} :sta
- μ on kitkakerroin jänteen ja suoja-putken välillä
- $\Sigma\alpha$ on jänteen taivutuksien kulmasumma matkalla x ja
- β on jännemenetelmän mukainen aaltoisuusluku

Jännevoiman jännityshäviöt muodostuvat välittömistä ja pitkäaikaisista häviöistä.

Betonin kimmoisesta kokoonpuristumisesta aiheutuva välitön häviö lasketaan kaavasta

$$\Delta\sigma_{pe} = \sigma_{cp} \frac{E_p}{E_{cj}} \quad (2.2)$$

missä

- σ_{cp} on betonin jännitys jännevoimasta jänteiden painopisteen kohdalla ja
- E_{cj} on betonin kimmomoduuli jännittämishetkelä.

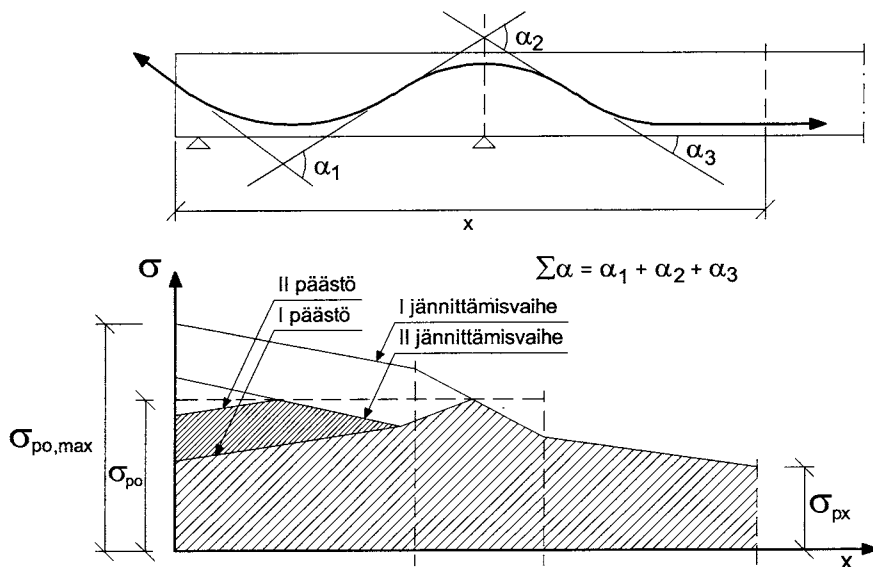
Kun useita jänteitä jännitetään vuorotellen ilman jälki-jännittämistä, lasketaan välitön häviö kaavasta

$$\Delta\sigma_{pe} = \sigma_{cp} \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E_{cj}} \quad (2.3)$$

missä

- n on jänteiden lukumäärä.

Ankkurointiliukumasta tai muista ankkurointikappaleessa esiintyvistä siirtymistä aiheutuva välitön häviö $\Delta\sigma_p$ määritetään käyttöselosteissa annettujen ohjeiden mukaan.



Kuva 2.1 Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen ankkurijänteillä

Betonin virumisen ja kutistumisen aiheuttamat pitkäaikaiset häviöt $\Delta\sigma_{p,s+c}$ lasketaan kohtien 2.1.5.3 ja 2.1.5.4 mukaan.

Jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuva pitkäaikainen häviö lasketaan kaavasta

$$\Delta\sigma_{p,rel} = \Delta\sigma_{p,rel,\infty} \left(1 - \frac{2 \Delta\sigma_{p,s+c}}{\sigma_{p0}}\right) \quad (2.4)$$

missä

$\Delta\sigma_{p,rel,\infty}$ on jänneteräksen relaksaatio kun alkujännitys on σ_{p0} .

Relaksaation suuruudeksi voidaan valita 3 kertaa 1000 h relaksaatiokokeen mukainen arvo kun alkujännitys on σ_{p0} .

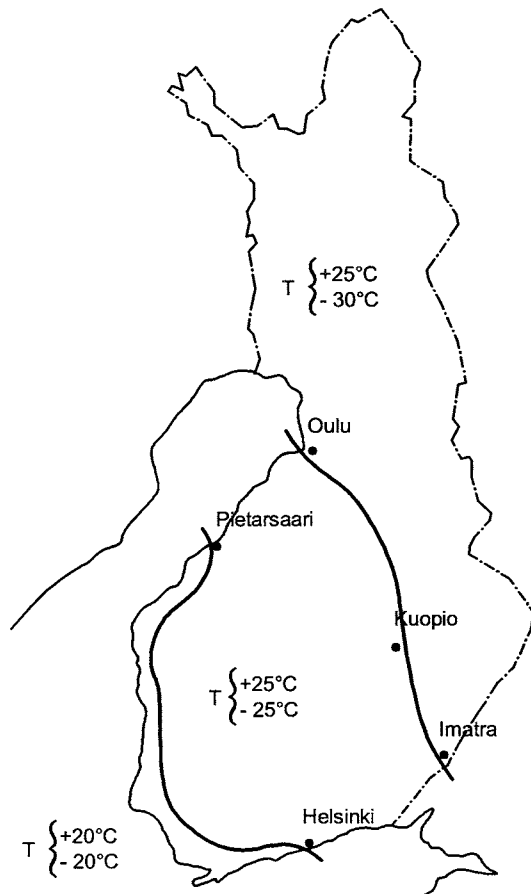
$\Delta\sigma_{p,s+c}$ on betonin kutistumisesta ja virumisesta aiheutuva jännityshäviö ja

σ_{p0} on teräksen jännitys jännittämishetkellä tarkasteltavassa kohdassa.

2.1.4 YMPÄRISTÖOLOSUHTEET

2.1.4.1 Yleistä

Ympäristöolosuhteet, jotka vaikuttavat rakenteen säilyvyyteen, otetaan huomioon standardissa SFS-EN 206-1 ja sen kansallisessa liitteessä esitetyllä tavalla.



Kuva 2.2

Lämpöeristämättömien betonirakenteiden korkeimmat ja matalimmat lämpötilat

Ympäristöolosuhteet (kosteus ja lämpötila), jotka aiheuttavat rakenteeseen muodonmuutoksia ja pakkovoimia, otetaan tarvittaessa huomioon.

2.1.4.2 Kosteus

Yleensä riittää kosteusolosuhteiden arviointi taulukon 2.3 (Loppukutistuma) mukaan. Tarvittaessa selvitetään rakenteen ympäristöolosuhteet tarkemmin.

2.1.4.3 Betonirakenteen lämpötila

Lämpöeristämättömien betonirakenteiden lämpötilat valitaan kuvasta 2.2.

Vedessä olevan rakenteen korkeimmaksi lämpötilaksi oletetaan +20 °C ja alimmaksi 0 °C.

Epätasaisen lämpötilan vaikutusta laskettaessa otaksutaan suurimmaksi lämpötilaeroksi ulkosalla olevassa suojaamattomassa rakenteessa 5 °C.

Rakenteissa keinotekoisesti aikaansaadut lämpötilan vaihtelut sekä lämmön epätasainen jakaantuminen on laskelmissa tarvittaessa otettava huomioon.

2.1.5 BETONIN MATERIAALI-OMINAISUUDET

2.1.5.1 Yleistä

Betoni jaetaan lujuusluokkiin standardin SFS-EN 206-1 kansallisessa liitteessä esitetyllä tavalla. Laskelmissa käytetään materiaaliominaisuuksina seuraavassa esitettyjä arvoja.

2.1.5.2 Lujuus - ja muodonmuutosominaisuudet

Rakenteen toimivan betonin puristuslujuuden ominaisarvo lasketaan kaavasta

$$f_{ck} = 0,7K \quad (2.5)$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo lasketaan kaavasta

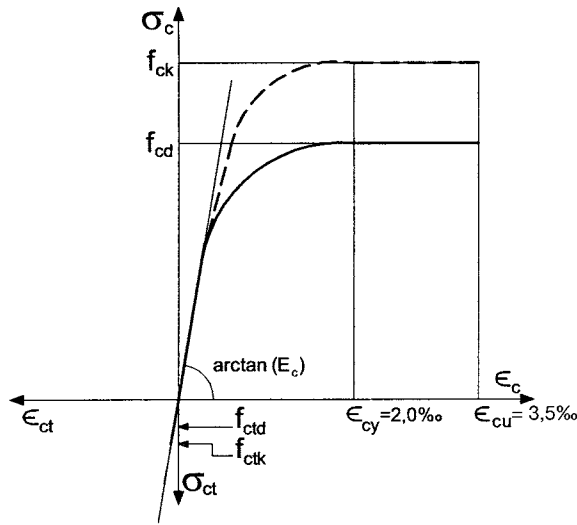
$$f_{ctk} = \alpha K^{2/3} \text{ MN/m}^2 \quad (2.6)$$

missä

$$\alpha = 58 \epsilon_{cu} \leq 0,2$$

ϵ_{cu} lasketaan kaavasta 2.8

Betonin jännitys-muodonmuutoskuvion otaksutaan olevan kuvan 2.3 mukainen.



Kuva 2.3

Rajatilatarkasteluissa käytettävä betonin jännitys-muodonmuutoskuvio

Betonin kimmomoduulin E_c arvo lasketaan kaavasta

$$E_c = 5000 k \sqrt{K} \text{ MN} / \text{m}^2 \quad (2.7)$$

missä

K on betonin nimellislujuus MN/m^2

$$k = \frac{\rho_c}{2400} \leq 1,0$$

ρ_c on betonin tiheys kg/m^3 .

Betonin murtopuristuma ϵ_{cu} lasketaan kaavasta

$$\epsilon_{cu} = \left(1,1 + \frac{\rho_c}{1000}\right) \text{‰} \begin{matrix} \geq 2 \text{‰} \\ \leq 3,5 \text{‰} \end{matrix} \quad (2.8)$$

Betonin jännitys-muodonmuutoskuvion käyräviivaiset osat voidaan korvata tarkoituksenmukaisilla yksinkertaisilla, yleensä suoraviivaisilla osilla (esim. kuvan 2.9 mukaisesti).

Betonin Poisson'in luku voidaan valita väliltä

$$v = 0 \dots 0,2 \quad (G_c = 0,5 \dots 0,42 E_c) \quad (2.9)$$

Pitkäaikaikuormituksen aiheuttamia muodonmuutoksia laskettaessa on otettava huomioon betonin virumisen vaikutus.

2.1.5.3 Kutistuminen

Ellei tarkempia menetelmiä käytetä, voidaan tavanomaista kiviainesta sisältävän betonin, jonka suurin raekoko on vähintään 12 mm, loppukutistuma laskea kaavasta

$$\epsilon_{cs} = k_{sh} \epsilon_{cs0} \quad (2.10)$$

missä

ϵ_{cs0} on betonin loppukutistuman perusarvo, jolle rakenteen eri ympäristöolosuhteissa otaksutaan taulukon 2.3 mukaiset arvot,

k_{sh} on rakenteen muunnetusta paksuudesta h_c riippuva kerroin, joka saadaan taulukosta 2.4. Muunnettu paksuus lasketaan siten, että poikkileikkauksen pinta-ala jaetaan sen piirin puolikkaalla.

TAULUKKO 2.3

Loppukutistuman perusarvo ϵ_{cs0}

Rakenteen ympäristöolosuhteet	Suhteellinen kosteus %	ϵ_{cs0} ‰
Vesi	100	0
Hyvin kostea ilma	90	0,2
Ulkoilma	70	0,4
Kuiva ilma	40	0,6

TAULUKKO 2.4 Kerroin k_{sh}

h_c (mm)	k_{sh}
≤ 50	1,20
100	1,00
200	0,80
300	0,65
≥ 500	0,50

Raudoituksen kutistumaa pienentävä vaikutus voidaan ottaa huomioon kertomalla ϵ_{cs} arvolla $(1-10 \rho)$ pääasiassa puristetuissa rakenteissa ja $(1-0,6 \frac{\rho'}{\rho})$ pääasiassa taivutetuissa rakenteissa.

Aikavälillä $t_i \dots t_n$ (vuorokautta) tapahtuva kutistuma voidaan laskea kaavasta

$$(k_{sn} - k_{si}) \epsilon_{cs} \quad (2.11)$$

missä kertoimet k_s valitaan taulukosta 2.5

TAULUKKO 2.5 Kertoimet k_s ja k_c

Aika	k_s	k_c
1d	0,10	0,2
3d	0,15	0,25
28d		0,4
0,5a		0,7
1a		0,85
≥ 5a		1,0

Rakenteiden pintojen välinen epätasainen kutistuminen otetaan tarvittaessa huomioon.

Kevyttä keinotekoista kiviainesta sisältävän betonin kutistuma saadaan kertomalla edellä olevan mukaan lasketut arvot lausekkeella

$$0,3 + \frac{1 \cdot 0,7 \rho_c}{2400} \quad (2.12)$$

2.1.5.4 Viruminen

Jäljempänä esitetyt laskukaavat ovat voimassa, jos betonin käyttötilan jännitys pitkäaikaiskuormista ei ylitä arvoa $0,6 f_{ck}$.

Betonin loppuviruma lasketaan kaavasta

$$\epsilon_{cc} = \phi \epsilon_c \quad (2.13)$$

missä

ϵ_c on pitkäaikaiskuormituksen aiheuttama betonin hetkellinen muodonmuutos $\frac{\sigma_c}{E_c}$

ϕ on virumaluku.

Ellei tarkempia menetelmiä käytetä, virumaluku voidaan laskea kaavasta

$$\phi = k_t k_{ch} \phi_0 \quad (2.14)$$

missä

ϕ_0 on virumaluvun perusarvo, jolle rakenteen eri ympäristöolosuhteissa otaksutaan taulukon 2.6 mukaiset arvot,

k_{ch} on rakenteen muunnetusta paksuudesta h_c riippuva kerroin, joka saadaan taulukosta 2.7,

k_t on $(2,5 - 1,5 K_j/K) \geq 1,0$, missä K on betonin nimellislujuus ja K_j betonin puristuslujuus kuormituksen alkamis- tai muutosajankohdasta

Tarvittaessa otetaan huomioon muiden tekijöiden kuten sementtimäärän ja vesi-sementtisuhteen vaikutus virumaan.

Raudoitus pienentää virumaa samalla tavalla kuin kutistumaa.

TAULUKKO 2.6

Virumaluvun perusarvo ϕ_0

Rakenteen ympäristöolosuhteet	Suhteellinen kosteus %	ϕ_0
Vesi	100	1
Hyvin kostea ilma	90	1,5
Ulkoilma	70	2
Kuiva ilma	40	3

TAULUKKO 2.7 Kerroin k_{ch}

h_c (mm)	k_{ch}
≤ 50	1,20
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Aikavälillä $t_1 \dots t_n$ tapahtuva viruma lasketaan kaavasta

$$(k_{cn} - k_{ci}) \epsilon_{cc} \quad (2.15)$$

Kertoimet k_c valitaan taulukosta 2.5.

Jos rakenteen kuormitus muuttuu hetkellä $t_i < t_j$, lasketaan tästä johtuva viruman muutos hetkellä t_j kaavasta

$$\Delta \epsilon_{cc} = \Delta \epsilon_c \cdot \phi (k_{cj} - k_{ci}) \quad (2.16)$$

missä

$\Delta \epsilon_c$ on kuormitusmuutoksen aiheuttama hetkellinen muodonmuutos

Kevyttä keinotekoista kiviainesta sisältävän betonin virumaluku saadaan kertomalla edellä olevan mukaan laskettu virumaluku lausekkeella

$$(0,3 + 0,7 \frac{\rho_c}{2400}) \quad (2.17)$$

2.1.5.5 Muut materiaaliominaisuudet

Tavanomaista kiviainesta sisältävän betonin pituuden lämpötilakerroin on

$$\alpha_{cT} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Kevyttä keinotekoista kiviainesta sisältävän betonin pituuden lämpötilakerroin on

$$\alpha_{cT} = 8 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tavanomaista kiviainesta sisältävän betonin tiheytenä käytetään arvoa 2400 kg/m^3 . Muiden betonien tiheys määritetään erikseen.

2.1.6 RAUDOITUKSEN MATERIAALI-OMINAISUUDET

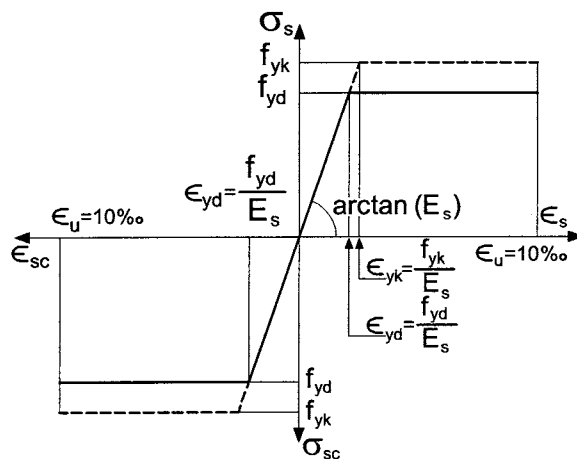
2.1.6.1 Yleistä

Betonirakenteiden rauditus voidaan muodostaa käyttämällä kohdassa 4.1.2.2 mainittujen standardien mukaisia betoniteräksiä ja käyttöselosteiden mukaisia jänneteräksiä.

2.1.6.2 Betoniteräs

Betoniteräksen jännitys-muodonmuutoskuvion otaksutaan olevan kuvan 2.4 mukainen. Myötörajan ominaisarvona käytetään standardien mukaista ylempää myötörajavaatimusta tai 0,2-rajaa vastaavaa jännitystä. Betoniteräksen kimmomoduuli on

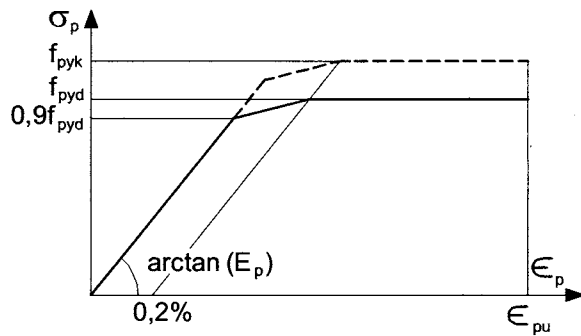
$$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad (2.18)$$



Kuva 2.4
Betoniteräksen jännitys-muodonmuutoskuvio

2.1.6.3 Jänneraudoitus

Jänneraudoituksen jännitys-muodonmuutoskuvion voidaan otaksua olevan kuvan 2.5 mukainen.



Kuva 2.5
Jänneteräksen jännitys-muodonmuutoskuvio

Jänneterästen 0,2-rajoja vastaavina ominaisarvoina käytetään käyttöselosteen mukaisia vähimmäisarvoja.

Jänneteräksen kimmomoduuli on

$$E_p = 2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad (2.19)$$

Jänneiden, esimerkiksi punosten, kimmomoduulina käytetään käyttöselosteiden mukaisia vähimmäisarvoja.

Jänneterästen relaksaatio määrätään kokeellisesti. Lämpötilan vaikutus relaksaatioon selvitetään erikseen.

Jänneteräspunosten SFS-standardin mukaiset ominaisuudet on esitetty taulukossa 2.7 a.

TAULUKKO 2.7.a

Jänneteräspunosten nimellishalkaisijat (D_n), nimellispoikkipinta-alat (A_p) lujuusluokat ($f_{p0,2k}/f_{puk}$) ja kimmomoduuli (E_p) sekä alkujännitystä $0,7f_{puk}$ ja 1000 h aikaa vastaavan relaksaatiokokeen mukainen relaksaatio ($\Delta\sigma_{p,rel,1000h}$) SFS-standardin mukaisille punostyypeille.

Punostyyppi	D_n mm	A_p mm ²	Lujuusluokka		E_p N/mm ²	Relaksaatio
			$f_{p0,2k}/f_{puk}$ N/mm ² /N/mm ²			$\frac{\Delta\sigma_{p,rel,1000h}}{0,7f_{puk}}$ %
Vakiopunos	6,4	25	1570/1770		195 000	2,5
STD	9,3	52				
STD-P	12,5	93	1470/1670		195 000	2,5
	15,2	139				
Erikoispunos	9,6	55	1630/1860		195 000	2,5
SUP	12,9	100				
SUP-P	15,7	150	1570/1770		195 000	2,5

2.1.6.4 Raudoituksen muut ominaisuudet

- Terästen pituuden lämpötilakerroin on
 $\alpha_{sT} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (A500HW, A700HW,
 B500K och B700K)
 $= 17 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (B600KX)
- Raudoituksen korroosioherkkyys arvioidaan kohdan 4.1.2.1 mukaisesti.
- Rauditus jaetaan tartuntaominaisuuksiensa perusteella eri luokkiin.
- Terästen hitsattavuus on voimassa olevien SFS-standardien mukainen.

2.1.6.5 Muut betonirakenteissa käytettävät metalliosat

Muiden metalliosien materiaaliominaisuudet on selvitettävä. Muita metalliosia koskevia ohjeita annetaan kohdassa 4.1.2.4.

2.1.7 VOIMASUUREET

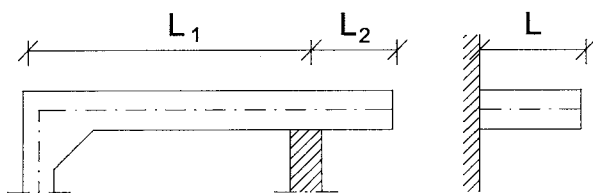
2.1.7.1 Yleistä

Rakennemalli voidaan muodostaa 1-, 2- ja 3-ulotteisista osista. Rakennemallin toimintaa voidaan kuvata käyttäen kimmoteoriaa, epälineaarista teoriaa ja murtorajatilatarkasteluissa lisäksi plastisuusteoriaa. Laskettaessa voimasuureita plastisuusteorian mukaan tulee tarkistaa, että rakenteilla on riittävä muodonmuutoskyky. Tällöin tulee erityisesti ottaa huomioon teräslaatuja B500K ja B700K kuumavalssattuja teräslaatuja huonommat muodonmuutosominaisuudet.

Kimmoteorian mukaisesta voimasuureiden jakautumasta poikettaessa on huolehdittava siitä, että tasapainoehdot ovat voimassa.

Jos rakenteen halkeilu otetaan huomioon, voidaan osien jäykkyudet laskea kohdan 2.3.2 (Siirtymät) mukaan. Suurten muodonmuutosten aiheuttamat rasitukset puristetuissa rakenneosissa otetaan tarvittaessa huomioon kohdan 2.2.5 (Rakenteiden vakavuus) mukaan. Käyttörajoituksissa näitä rasituksia ei yleensä tarvitse ottaa huomioon.

Raudoittamattomien betonirakenteiden voimasuureet lasketaan kohdan 2.1.7.8 mukaan.



Kuva 2.6

Rakennemallin muodostaminen

2.1.7.2 Laskentaotaksunia

Laskelmissa käytetään rakenteiden nimellismittoja. Rakenneosan jänneväliksi valitaan yleensä tukien keskilinjojen välinen etäisyys (kuva 2.6). Leveiden tukien vaikutus selvitetään erikseen. Hoikkien puristettujen rakenteiden laskennolliset nurjahduspituudet, epäkeskisyydet ja voimasuureet annetaan kohdassa 2.2.5 (Rakenteiden vakavuus).

2.1.7.3 Poikkileikkaussuureet

Laskelmissa rakenteen poikkileikkaus voidaan yleensä olettaa kohtien 2.1.7.4 (1-ulotteiset rakenneosat) tai 2.1.7.5 (2-ulotteiset rakenneosat) mukaiseksi. Muunlaisten poikkileikkausten rakennemalli voidaan muodostaa edellä mainitun mukaisia osapoikkileikkauksia yhdistämällä.

Työsaumoja sisältävät poikkileikkaukset saadaan laskea yhtenäisinä, jos saumat on mitoitettu kohdan 2.2.2.8 (Työsauman leikkaukapasiteetti) mukaan. Muussa tapauksessa mitoitetaan kukin osapoikkileikkaus erikseen.

Laattapalkin puristuslaipan toimiva leveys (kuva 2.7) yhdellä puolella uumaa on

$$b_{ef} = kL_0 \quad (2.20)$$

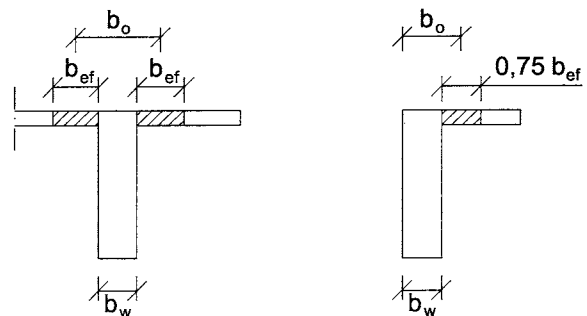
missä

k on 0,10 kun kuormitus muodostuu pääasias-
sa pistekuormista,

k on 0,15 kun kuormitus muodostuu pääasias-
sa jakaantuneista kuormista

L_0 on momentin nollakohtien väli.

Jos laippa on yksipuolinen ja rakenne sivusuunnassa tukematon, on toimivan leveyden arvo $0,75 b_{ef}$.



Kuva 2.7

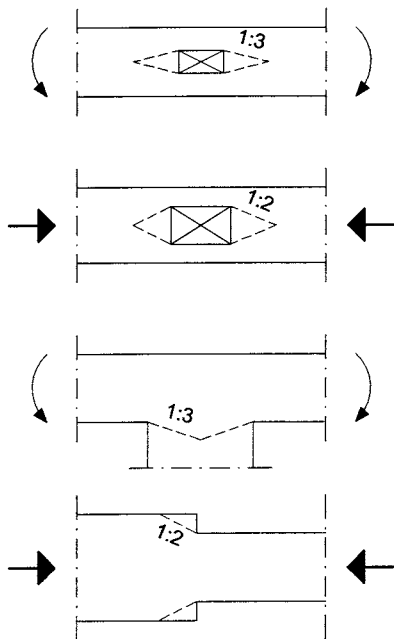
Laskelmissa käytettävät laattapalkin leveyden arvot

Rakenteen mitoituksessa käytettävää leveyttä

$$\begin{aligned} b_0 &\leq 2b_{ef} + b_w && \text{(molemmipuoliset laipat) tai} \\ b_0 &\leq 0,75b_{ef} + b_w && \text{(yksipuolinen ja sivusuunnassa} \\ &&& \text{tukematon laippa)} \end{aligned} \quad (2.21)$$

ei tarvitse murtorajatilatarkasteluissa valita suuremaksi kuin kapasiteettien suhteen on tarpeellista.

Kapasiteetteja laskettaessa saa tehollisen poikkileikkauksen olettaa muuttuvan enintään suhteessa 1:3 pääasiassa taivutetuissa rakenteissa ja 1:2 pääasiassa puristetuissa rakenteissa (kuva 2.8).



Kuva 2.8
Poikkileikkauksen muutoksen huomioonottaminen laskelmissa

2.1.7.4 1-ulotteiset rakenneosat

1-ulotteisina lasketaan yleensä rakenneosat, joilla

$$\frac{L}{d} \geq 3, \text{ (ulokepalkeilla } \frac{L}{d} \geq 1,5)$$

ja $b_0 \leq 5d$

Teräslaaduilla A500HW, A700HW ja jänneteräksillä raudoitettujen jatkuvien rakenteiden kimmoteorian mukaisia tukimomenteja voidaan murtorajatilassa pienentää enintään pienemmällä määrällä seuraavista arvoista:

$$\begin{cases} (0,60 - \frac{x}{d}) \cdot 100 \% \\ 30 \% \end{cases} \quad (2.22)$$

missä

x on poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus tuella murtorajatilassa.

Kylmämuokattua raudoitusta käytettäessä tukimomentin siirto on sallittu vain jos kiertymäkapasiteetti tuella tarkistetaan.

Kenttämomentit on laskettava muunnettujen tukimomenttien perusteella.

Jos puristetun rakenteen hoikkuus $\lambda \leq 25$, saa momentteja muuntaa enintään 10 %.

Jos rakennetta kuormittaa väsytkuorma tai puristetun rakenteen hoikkuus $\lambda > 25$, ei momentteja saa muuntaa.

Plastisuusteorian mukaan laskettaessa tulee tarkistaa, että rakenneosalla on riittävä muodonmuutoskyky plastisoituvissa kohdissa.

Yhteensopivuussäännön mukaista vääntöä ei tarvitse murtorajatilassa ottaa huomioon, jos rakenteen kriittisissä kohdissa on riittävä yhteensopivuuden edellyttämä muodonmuutoskyky.

Tasapainottava vääntö on otettava murtorajatilassa huomioon. Rakenneosien vääntöjäykkyydet voidaan laskea kohdan 2.3.2.3 mukaan.

Käyttörajatilassa rakenteen voimasuureet lasketaan yleensä kimmoteorian mukaan olettaen rakenne halkeilemattomaksi. Ellei rakenteen halkeilua käyttötilassa ole muuten otettu huomioon, voidaan momentteja muuntaa kuten murtorajatilan tapauksessa, kuitenkin enintään 20 %.

2.1.7.5 2-ulotteiset rakenneosat

2-ulotteisina lasketaan yleensä rakenneosat, joilla

$$\frac{L}{d} \geq 3 \text{ (laatat), } \frac{L}{d} \geq 1,5 \text{ (laatta-uloskeet) ja } b_0 > 5d$$

$$\frac{L}{d} < 3 \text{ (korkeat palkit)}$$

Kimmoteorian mukaan laskettujen momenttien muuntaminen tehdään kuten kohdassa 2.1.7.4 (1-ulotteiset rakenneosat). Laskettaessa laatoja plastisuusteorian mukaan tulee tarkistaa, että rakenneosalla on riittävä muodonmuutoskyky plastisoituvissa kohdissa.

Laattaa tukevien rakenneosien siirtymien vaikutus laatan voimasuureisiin otetaan tarvittaessa huomioon.

Kun raudoitus ei seuraa päävetojännitysten suuntaa, mitoitetaan laatta tarvittaessa myös tällöin syntyvälle väännölle.

Laatan käyttötilan voimasuureet voidaan laskea kuten kohdassa 2.1.7.4 (1-ulotteiset rakenneosat).

Laatan momentteja saadaan tuen suunnassa tasata, kun varmistutaan siitä, ettei tasaamisella ole haitallisia vaikutuksia rakenteen toiminnalle.

Korkeiden palkkien voimasuureet lasketaan yleensä kimmoteorian mukaan. Erityistä huomiota kiinnitetään voimasuureita laskettaessa tukien painumiin.

2.1.7.6 3-ulotteiset rakenneosat

Kuoren voimasuureet määrätään yleensä kimmoteorian mukaan. Kuoren lommahtaminen saattaa tulla kysymykseen eräänä murtorajatilana.

Kun raudoitus ei seuraa päävetojännitysten suuntaa, mitoitetaan kuori tarvittaessa myös tällöin syntyvälle leikkaukselle.

2.1.7.7 Muut rakenneosat

Esim. lyhyt uloke tai raudoitettu paksu antura voidaan mitoitaa käyttäen kuormittavan voiman, betonin puristusjännitysten resultantin ja raudoituksen vetovoiman vektorisummaa.

2.1.7.8 Raudoittamattomat rakenteet

Raudoittamattomien rakenteiden voimasuureet lasketaan kimmoteorian tai epälineaarisen analyysin mukaan. Tarvittaessa otetaan huomioon pakkovoimien (kohta 2.1.3.3) aiheuttamat voimasuureet.

2.2 Murtorajatilatarkastelut

2.2.1 TAIVUTUS JA NORMAALIVOIMA

2.2.1.1 Yleistä

Rakenteen määräävät poikkileikkaukset mitoitetaan käyttäen kohdan 2.1.7 mukaan laskettuja voimasuureita siten, ettei poikkileikkauksen yhdistettyä taivutus- ja normaalivoimakapasiteettia ylitetä.

2.2.1.2 Poikkileikkauksen kapasiteetti

Laskelmissa tehdään seuraavat oletukset:

- Poikkileikkaustasot pysyvät tasoina muodonmuutosten tapahtuessa.
- Materiaalien jännitys-muodonmuutoskuviot ovat kohtien 2.1.5.2 (Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet) ja 2.1.6.2 (Betoniteräs) sekä 2.1.6.3 (Jänneraudoitus) mukaiset.
- Raudoitetuissa rakenteissa betonin vetolujuutta ei yleensä oteta huomioon.
- Betonin puristuma poikkileikkauksen painopisteessä ei saa ylittää arvoa

$$\epsilon_c = \left(0,50 + \frac{\rho_c}{1600}\right) \% \leq 2 \% \quad (2.23)$$

- Betonin puristuma poikkileikkauksen reunalla ei saa ylittää arvoa

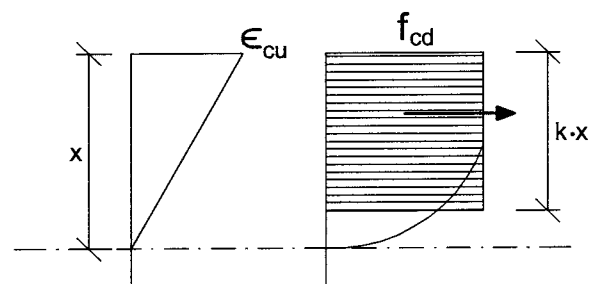
$$\epsilon_{cu} = \left(1,1 + \frac{\rho_c}{1000}\right) \% \leq 3,5 \% \quad (2.24)$$

- Raudoituksen puristumalle käytetään betonin puristuman arvoa ko. kohdassa.
- Raudoituksen venymä, laskettuna poikkileikkauksen vedetyn reunan jännityksettömästä tilasta, saa olla enintään 10 %.

Teräsbetonirakenteiden poikkileikkaukseen ei saa sijoittaa enempää vetoraudoitusta kuin tasapainoraudoitus pelkässä taivutuksessa, jos raudoituksen venymälle käytetään arvoa ϵ_{yk} . Jännitetyissä rakenteissa voidaan leikkausraudoitetuilla alueilla käyttää ylliraudoitusta, jos rakenteen riittävä sitkeys murtorajatilassa osoitetaan yleisesti hyväksytyjä menetelmiä käyttäen.

Betonin puristusjännitysten jakautumiskuvion saa yleensä korvata kuvan 2.9 mukaan suorakaiteella, jonka korkeus lasketaan lausekkeesta kx ,

$$k = \frac{\epsilon_{cu} - 0,7 \cdot 10^{-3}}{\epsilon_{cu}} \leq 0,8 \quad (2.25)$$



Kuva 2.9 Betonin jännitys jakaumat

2.2.2 LEIKKAUS

2.2.2.1 Yleistä

Kohdan 2.1.7 mukaiset 1- ja 2-ulotteisina lasketut rakenneosat mitoitetaan leikkausvoimalle tämän kapaleen mukaisesti. Leikkausvoiman maksimi arvona pidetään arvoa, joka on laskettu etäisyyden d päässä tuen reunasta.

Rakenteet jaetaan leikkauskapasiteettia laskettaessa leikkausraudoittamattomiin ja leikkausraudoitetuihin.

Laskelmissa käytetään rakenteen uuman leikkausrasitusten suhteen määräävät leveyttä b_w . Leikkauskapasiteettien perusarvoja tarkennetaan tarvittaessa kohdan 2.2.2.5 mukaisesti. Uuman puristumurtuman estämiseksi ei leikkauskapasiteetti saa ylittää kohdan 2.2.2.4 mukaista ylärajaa. Leikkauksen erikoistapauksina käsitellään laipan leikkautumista, laatan lävistystä ja työsauman mitoitusta.

2.2.2.2. Leikkausraudoittamaton rakenne

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetin perusarvo lasketaan kaavasta

$$V_{c0} = 0,3 k (1 + 50 \rho) f_{ctd} b_w d \quad (2.26)$$

missä

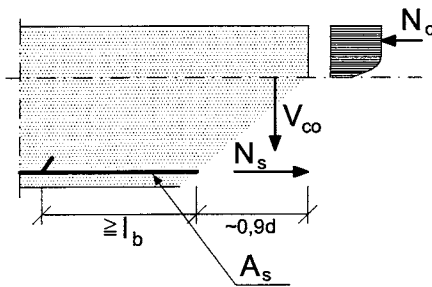
$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02$$

$$k = 1,6 - d [\text{m}] \geq 1,0 \text{ kun } \rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 1,0 \text{ kun } 1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 0,85 \text{ kun } \rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$$

A_s on vetorausitus, jonka tarkasteltavassa kohdassa tulee olla riittävän hyvin ankkuroitu kuvan 2.10 mukaisesti.



Kuva 2.10

Leikkausraudoittamaton rakenne

2.2.2.3 Leikkausraudoitettu rakenne

Leikkausraudoitetun rakenteen kapasiteetin perusarvo on kaavan 2.30 mukaisen betonin ja kaavojen 2.28 ja 2.29 mukaisen raudoituksen kapasiteettien summa.

$$V_u = V_s + V_c \quad (2.27)$$

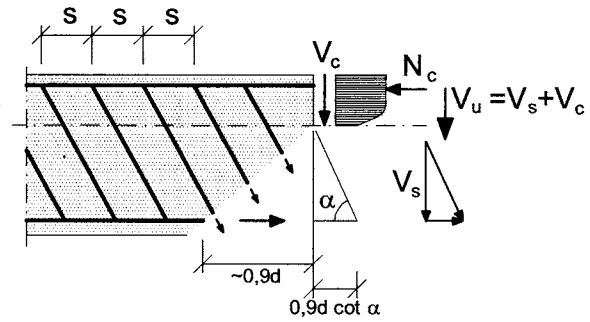
Leikkausraudoitus voidaan muodostaa haoista tai ylöstaivutetuista tangoista. Leikkausraudoituksena voidaan käyttää myös jännitettyä raudoitusta. Leikkausraudoituksen ja rakenteen pituusakselin välisen kaltevuuskulman tulee olla $\geq 45^\circ$. Teräksen ominaislujuutta ei saa laskelmissa olettaa suuremmaksi kuin

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \text{ harjatangoilla}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \text{ verkoilla, joissa uuman matkalla on haan leikettä kohti vähintään 3 hitsattua poikittaistankoa, joiden väli on korkeintaan 250 mm}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \text{ kuviopintaisilla tangoilla}$$

$$f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ sileillä tangoilla.}$$



Kuva 2.11

Leikkausraudoitettu rakenne

Rakenteeseen tasaisesti tai likimain tasaisesti jaetun raudoituksen (kuva 2.11) kapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_s = 0,9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} d (\sin\alpha + \cos\alpha) \quad (2.28)$$

missä

A_{sv} on leikkausraudoituksen leikkeiden yhteenlaskettu poikkileikkausala.

Yksittäisten ylöstaivutettujen tankojen kapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_s = f_{yd} A_s \sin\alpha \quad (2.29)$$

Leikkausraudoitetun rakenteen betonin kapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_c = 0,50 b_w d f_{ctd} \quad (2.30)$$

2.2.2.4 Leikkauskapasiteetin yläraja

Rakenteen leikkauskapasiteetti ei saa ylittää ylärajaa, joka lasketaan kaavasta

$$V_{u\max} = k b_w d f_{cd} \quad (2.31)$$

missä

$$k = 0,25 (1 + \cot\alpha) \leq 0,45 \text{ kun } \rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 0,25 \text{ kun käytetään ylöstaivutettuja tankoja}$$

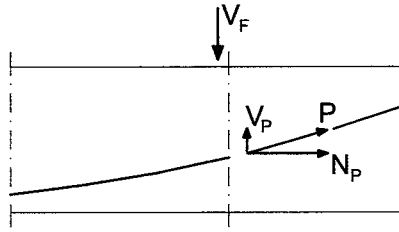
$$k = 0,2 \text{ kun } \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3.$$

Jos rakenteen uuma sisältää rakenteen pituussuuntaisia reikiä tai raudoitteita, joiden halkaisija $\phi > 0,13b_w$, on uuman leveytenä käytettävä arvoa

$$(b_w - 0,5 \Sigma\phi) \quad (2.32)$$

2.2.2.5 Lisäohjeita

Leikkausvoiman suuntainen rakenteen sisäisen voiman komponentti otetaan huomioon leikkausvoimaa V_d määrättäessä. Tällaisia komponentteja aiheuttavat esimerkiksi viisteet ja jännevoima (kuva 2.12).



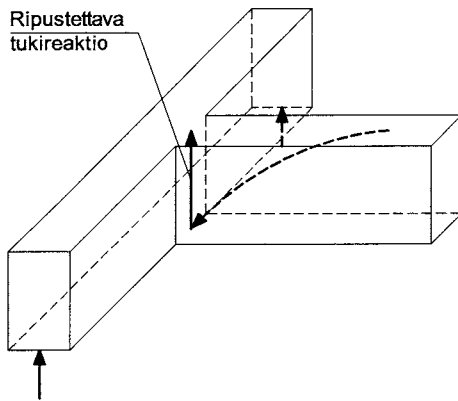
Kuva 2.12 Leikkausvoiman suuntainen jännevoiman komponentti

Jos rakenteeseen on välillisesti tuettu toinen rakenne (kuva 2.13) tai kuorma on ripustettu rakenteen alareunasta, asetetaan kuorman kohdalle raudoitus

$$A_{sv} = \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (2.33)$$

missä

F_d on ripustettava osuus kuormasta.



Kuva 2.13 Välillisesti tuettu rakenne

Jos rakenteeseen vaikuttaa sen akselin suuntainen puristava normaalivoima N_d , saadaan betonin leikkauskapasiteettia suurentaa kertoimella

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_0}{M_d} \leq 2 \quad (2.34)$$

missä

M_d = tarkasteltavassa kohdassa esiintyvä leikkausvoimaa vastaava taivutusmomentti

M_0 = nollavenyämömentti, joka yhdessä normaalivoiman N_d kanssa aikaansaa jännityksettömän tilan poikkileikkauksen siinä reunassa, johon kuormitus aiheuttaa vetoa. M_0 vaikuttaa samassa poikkileikkauksessa kuin M_d .

Jos rakenteeseen vaikuttaa vetävä normaalivoima, joka on otettava huomioon rakenteen tasapainoeh-

doissa murtotilassa, otaksutaan betonin leikkauskapasiteetti nolaksi ellei tarkempia laskelmia suoriteta.

Tuen lähellä betonin leikkauskapasiteettia voidaan suurentaa kertoimella

$$\beta_2 = \frac{V_d}{V_{d, \text{red}}} \leq 2 \quad (2.35)$$

missä

$V_{d, \text{red}}$ on leikkausvoima, jota laskettaessa enintään etäisyydeltä $2d$ tukilinjasta olevat pistekuormat on kerrottu luvulla $a/2d$, missä a on kuorman etäisyys tukilinjasta. Lisäksi seuraavien ehtojen on oltava voimassa:

- kuorma ja tukireaktio vaikuttavat rakenteeseen eri puolilla siten, että rakenteeseen syntyy vino puristus
- kuorman kohdalla vaikuttavan taivutusmomentin vaatima raudoitus ulottuu rakenteen reunatuelle ja on ankkuroitu tuen reunan taakse
- tukimomentin vaatima raudoitus ulottuu tarkasteltavan kuorman vaikutuskohdan ohitse ja on ankkuroitu sen taakse.

Käytettäessä kertoimia β_1 ja β_2 samanaikaisesti lasketaan niiden leikkauskapasiteettia suurentava vaikutus kaavasta

$$\beta_1 \beta_2 V_{c0} \leq V_{u \max} \quad (2.36)$$

2.2.2.6 Laipan leikkautuminen

Jos palkin laipat lasketaan toimiviksi taivutusmurtorajatilassa, on uuman ja laipan välisen leikkauskapasiteetin palkin tehollisen korkeuden pituista osaa kohti jännevälän suunnassa täytettävä ehto

$$V_{uf} = V_{cf} + V_{sf} \geq k_f V_d \quad (2.37)$$

missä

V_d on palkin leikkausvoima

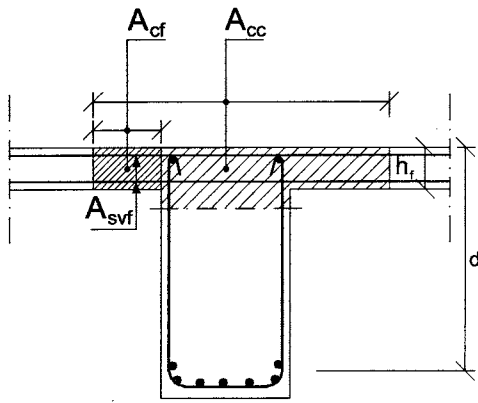
$k_f V_d$ on leikkausvoima laipan ja uuman välisessä leikkauksessa

$k_f = \frac{A_{cf}}{A_{cc}}$ tarpeellisen taivutuskapasiteetin vaatima laipan puristusvyöhykkeen osuus koko puristusvyöhykkeestä laipan ollessa puristettu

$$k_f = \frac{N_{sf}}{N_s} \left(\text{tai } \frac{P_f}{P} \right),$$

laipan aluelle olevan raudoituksen resultantin osuus koko raudoituksen resultantista laipan ollessa vedetty

V_{cf} ja V_{sf} lasketaan kohdan 2.2.2.3 (Leikkausraudoitettu rakenne) mukaisesti käyttämällä uuman leveytenä arvoa h_f ja tehollisena korkeutena palkin tehollista korkeutta d .



Kuva 2.14 Laippapalkki

Laippoihin ankkuroitua pääraudoitusta jatketaan kohdan 2.5.1.2 (Raudoituksen suunnittelu) sääntöjen lisäksi määrällä a , missä a on yksittäisen tangon etäisyys uumasta.

2.2.2.7 Laatan lävistys

Lävistysvoimaa laskettaessa ei tarvitse ottaa huomioon kuormia, jotka sijaitsevat tuen reunasta etäisyydellä d olevan leikkauksen rajoittamalla alueella.

Laatan betonin lävistyskapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_c = k\beta (1 + 50\rho) udf_{ctd} \tag{2.38}$$

missä

- $k = 1,6 - d [m] \geq 1$, kun $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$
- $k = 1,0$ kun $1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$
- $k = 0,85$, kun $\rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$

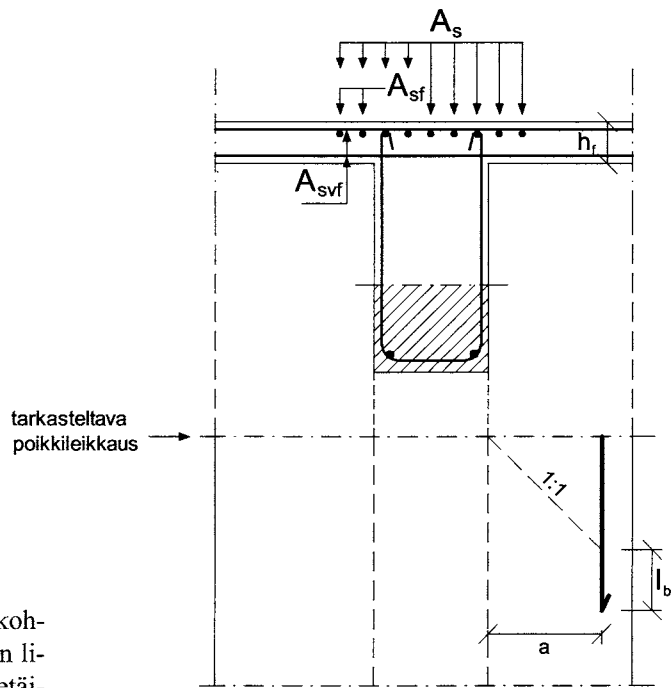
$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 8 \%$$

ρ_x ja ρ_y ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa etäisyydellä $0,5 d$ tuen reunasta sijaitsevista poikkileikkauksissa olevat suhteelliset teräspinta-alat. Vedetyn pinnan raudoitusten tulee olla ankkuroitu mainittujen poikkileikkausten ulkopuolelle.

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}$$

e on lävistysvoiman epäkeskisyys lasketuna leikkautuvan alueen painopisteestä (kuva 2.15)

A_u ja u ovat tuen reunasta etäisyydellä $0,5 d$ olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala sekä piiri



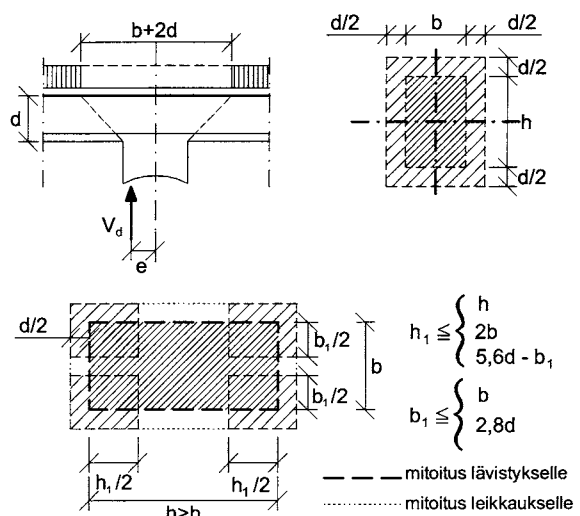
tarkasteltava poikkileikkaus

Jos tuen kuormitettu reuna on lähellä laatan vapaata reunaa, valitaan piiriksi u lyhyempi seuraavista:

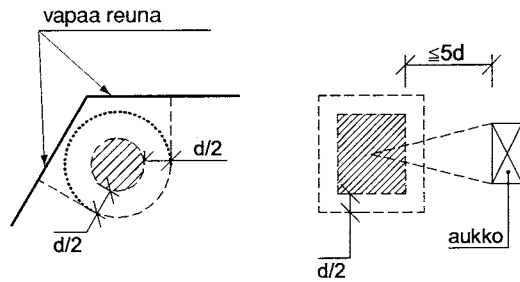
- a) tuen reunasta etäisyydellä $0,5 d$ oleva piiri tai
- b) piiri joka saadaan korvaamalla a)-kohdan mukaisen piirin vapaan reunan puoleiset osat tältä piiriltä vapaille reunoille piirrettyillä normeilla (kuva 2.16).

Suurien tukien kohdalla mitoitetaan vain nurkat lävistykselle (kuva 2.15). Poikkileikkaukseltaan pyöreät tuet, joiden halkaisija $\geq 3,5 d$, mitoitetaan leikkaukselle.

Jos laatussa on reikiä tuen reunasta etäisyydellä $5d$ olevan leikkauksen rajoittamalla alueella, ei piiriin u saa laskea niitä osia, jotka jäävät reikien reunoista tuen keskipisteeseen piirrettyjen suorien väliin (kuva 2.16).



Kuva 2.15 Laatan lävistys



Kuva 2.16
Laatan lävistys

Jos käytetään leikkausraudoitusta, lasketaan lävistyskapasiteetti kaavasta

$$(0,25 V_c + V_s) \leq 2 V_c \quad (2.39)$$

missä

$$V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha$$

$$V_c \text{ lasketaan kuten kaavassa 2.38}$$

$$f_{yd} \leq 300 \text{ N/mm}^2.$$

Leikkausraudoitus voidaan muodostaa joko umpi-haoista tai ylöstaivutetuista tangoista. Raudoituksen ja laatan tason välisen kulman tulee olla vähintään 30°. Leikkausraudoitus jaetaan tasaisesti leikkautuvalle alueelle. Laatan betonin lävistyskapasiteetin riittävyys tarkistetaan myös leikkausraudoituksen vaikutusalueen ulkopuolella.

2.2.2.8 Työsauman leikkauskapasiteetti

Työsauman leikkauskapasiteetti pinta-alayksikköä kohti lasketaan kaavasta

$$v_u = \beta_1 \frac{A_{sv}}{sb} f_{yd} + \beta_2 f_{ctd} \geq \frac{V_d}{bd} \quad (2.40)$$

missä

A_{sv} on työsauman leikkausraudoituksen poikkileikkausala, kertoimet β_1 ja β_2 valitaan taulukosta 2.8.

s on työsauman leikkausraudoituksen leikkien keskinäinen väli.

Teräsmäärään A_{sv} saa laskea ne teräkset, jotka on ankuroitu sauman molemmiin puolin laskentalujutta vastaavalle vetovoimalle ja joita ei käytetä samanaikaisesti hyväksi muita kapasiteetteja laskettaessa. Työsauman kohdalla oleva rakenteen leikkauskapasiteetin vaatima raudoitus saadaan kuitenkin laskea hyödyksi myös työsaumaa mitoitettaessa.

TAULUKKO 2.8

β_1 ja β_2 kertoimet. Väliarvot voidaan interpoloida suoraan viivaisesti.

Työsauma	$\frac{A_{sv}}{sb}$	β_1	β_2
pesty ¹⁾	$\leq 0,15 \%$	0,8	0,6
	$\geq 0,5 \%$	0,9	0,6
karhea ¹⁾	$\leq 0,15 \%$	0,6	0,3
	$\geq 0,5 \%$	0,9	0,3
sileä	$\leq 0,15 \%$	0,4	0,2
	$\geq 0,5 \%$	0,4	0,2

¹⁾ Pestyn ja karheen työsauman tulee täyttää kohdassa 4.2.4.11 asetetut vaatimukset.

Jos työsaumassa vaikuttaa poikittainen puristus, voidaan leikkausvoimaa siirtää myös kitkalla kertomalla puristavan voiman laskenta-arvo korkeintaan kitkakertoimella 0,6 sileän ja 0,8 karheen ja pestyn työsauman tapauksessa.

Betoni- ja teräsvaaroihin perustuva työsauma mitoitetaan erikoismenetelmillä.

2.2.3 VÄÄNTÖ

2.2.3.1 Yleistä

Kohdan 2.1.7.4 mukainen yksiulotteinen rakenneosat mitoitetaan väännölle, jos vääntömomenti on otettu huomioon murtorajatilan tasapainoehtoissa. Rakenneosat mitoitetaan estetyille väännölle kohtien 2.2.1 (Taivutus ja normaalivoima) ja 2.2.2 (Leikkaus) mukaisesti lisäämällä väännön aiheuttamat rasitukset muihin samanaikaisiin rasituksiin.

Rakenneosat mitoitetaan vapaalle väännölle seuraavassa annettujen ohjeiden mukaan.

Rakenteen vääntökapasiteetti muodostuu joko betonin tai vääntöraudoituksen kapasiteetista yksinään.

$$T_u = T_c \text{ tai } T_u = T_s \quad (2.41)$$

2.2.3.2 Vääntöraudoittamaton rakenne

Erillistä vääntöraudoitusta ei tarvita, paitsi kohdan 2.5.2.3 (Palkit) mukaiset vähimmäishaat, jos

$$T_c = 0,3 f_{ctd} W_{te} \geq T_d \quad (2.42)$$

missä

W_{te} on poikkileikkauksen kimmainen vääntövastus, jota laskettaessa laipan leveydeksi saadaan otaksua enintään kolminkertainen laipan paksuus.

Normaalivoiman vaikutus voidaan ottaa huomioon laskemalla päävetojännitys σ_t , joka saa olla enintään $0,3 f_{ctd}$.

Betonin vääntökapasiteetti otaksutaan nollassa, jos rakennetta kuormittaa väsytytkuorma.

2.2.3.3 Vääntöraudoitettu rakenne

Vääntöhakojen ominaislujuutta koskevat samat rajoitukset kuin kohdassa 2.2.2.3 (Leikkausraudoitettu rakenne).

Vääntöraudoitus muodostetaan pitkittäisistä tangoista (A_{st}) ja niitä vastaan kohtisuorista umpihaoista (A_{ef}). Vääntöraudoituksen kapasiteetti lasketaan kaavasta.

$$T_s = 2A_{ef} \sqrt{\frac{A_{st}f_{ytd}}{s} \cdot \frac{A_{st}f_{yld}}{u_{ef}}} \quad (2.43)$$

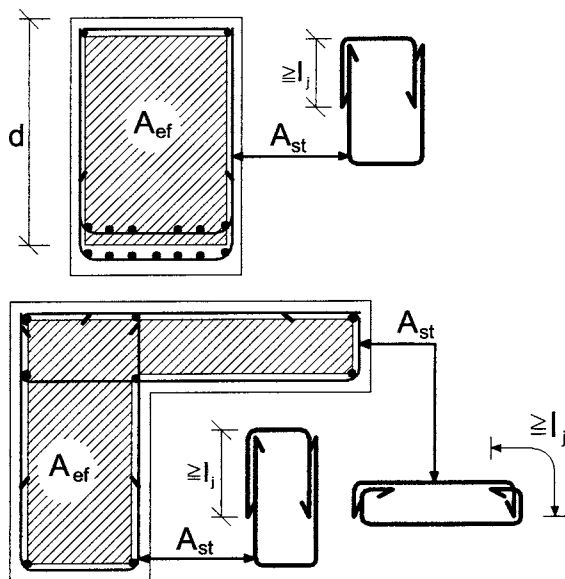
missä

s on hakaväli

A_{ef} ja u_{ef}

ovat pitkittäistankojen painopisteakseleiden kautta piirretyn monikulmion pinta-ala ja piiri.

Vääntöraudoituksen sijainnin katsotaan määräytyvän pitkittäistankojen painopisteakseleiden mukaan (kuva 2.17).



Kuva 2.17 Vääntöraudoitus

Pitkittäistankojen yhteenlasketun poikkileikkausalan A_{sl} ja hakojen poikkileikkausalan A_{st} on täytettävä ehto

$$\frac{1}{3} \leq \frac{A_{sl}}{A_{st}} \cdot \frac{f_{yld}}{f_{ytd}} \cdot \frac{s}{u_{ef}} \leq 3 \quad (2.44)$$

Pitkittäistankojen tulee olla tasaisesti jakautuneina vääntöraudoituksen rajoittaman alueen piirille siten, että ainakin jokaisessa haan ja poikkileikkauksen nurkassa on teräs. Pitkittäisraudoitus voidaan myös jännittää, jolloin f_{yld} kaavoissa 2.43 ja 2.44 korvataan arvolla f_{pyd} .

Vääntökapasiteetin yläraja tarkistetaan kaavasta

$$T_{umax} = 0,25 f_{cd} W_{tr} \quad (2.45)$$

missä

W_{tr} on vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen vääntövastus = $2A_{ef}h_{ef}$

h_{ef} on kotelon paksuus, joksi oletetaan 30 % pinta-alan A_{ef} sisään piirretyn suurimman mahdollisen ympyrän säteestä.

2.2.4 YHDISTETYT RASITUKSET

Rakenteet mitoitetaan yleensä siten, että edellisten kohtien mukaan laskettujen raudoitusten summa sijoitetaan rakenteeseen ja tehdään niiden suhteen seuraavat tarkistukset:

- puristuksen ja taivutuksen vaikuttaessa yhtäaikaan väännön kanssa, voidaan teräspinta-ala A_{sl} poikkileikkauksen puristetulla osalla vähentää määrällä

$$\frac{N_c}{f_{yd}} \quad (2.46)$$

missä N_c on betonin puristusjännitysten resultantti,

- yhdistetyssä väännössä ja leikkauksessa varmuus betonin vinoon puristusmurtumaan nähden tarkistetaan kaavasta

$$\frac{V_d}{V_{u,max}} + \frac{T_d}{T_{u,max}} \leq 1,0 \quad (2.47)$$

- yhdistetyssä väännössä ja taivutuksessa varmuus betonin vinoon puristusmurtumaan nähden tarkistetaan kaavoista

$$\frac{M_d}{M_{u,max}} + \frac{T_d}{T_{u,max}} \leq 1,0 \quad (2.48)$$

(1-ulotteisina lasketut rakenneosat)

tai

$$\frac{M_x}{M_{ux,max}} + \frac{M_{xy}}{M_{ux,max}} \leq 1,0 \quad \text{ja} \quad (2.49)$$

$$\frac{M_y}{M_{uy,max}} + \frac{M_{xy}}{M_{uy,max}} \leq 1,0$$

(2-ulotteisina lasketut rakenneosat)

- vääntö- ja leikkausraudoitusta ei minimihakojen lisäksi tarvita jos

$$\frac{V_d}{V_c} + \frac{T_d}{T_c} \leq 1,0 \quad (2.50)$$

V_d :tä laskettaessa saa kahdessa viimeksi mainitussa kohdassa ottaa huomioon sisäisten voimien vastakaismerkkiset komponentit kohdan 2.2.2.5 mukaisesti.

2.2.5 RAKENTEIDEN VAKAVUUS

2.2.5.1 Yleistä

Ulkoisen normaalivoiman kuormittaman rakenneosan voimasuureet lasketaan kohdan 2.1.7 mukaan ottaen huomioon seuraavassa annetut ohjeet.

Rakenteen kokonaisvakavuus ja osien vakavuus määrätään erikseen. Siirtymättömän rakenteen tapauksessa tutkitaan osien vakavuus. Hoikkien rakenneosien taipumisen aiheuttamien lisämomenttien vaikutus liitviin rakenneosiin otetaan tarvittaessa huomioon.

Rakenneosan hoikkuus ilmaistaan luvulla λ , joka määritellään

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (2.51)$$

missä

L_0 on nurjahduspituus

$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$ betonipoikkileikkauksen jäyhyysäde tarkasteltavassa suunnassa

Puristettujen rakenneosien nurjahduspituudet lasketaan kaavasta

$$L_0 = k_0 L \quad (2.52)$$

missä

L on rakenteen vapaa jännemitta

k_0 on rakenteen tuentatavasta riippuva kerroin.

Ellei tarkempia selvityksiä tehdä, valitaan kerroin k_0 taulukosta 2.9 tai 2.10.

TAULUKKO 2.9

1-ulotteisen rakenteen k_0 -arvot. Kiinnitysastetta kuvaavat teoreettiset arvot on annettu sulkeissa.

Tuenta	Sivu-siirtyvyys	k_0
Molemmissa päissä nivel	Estetty	1,0
Molemmat päät kiinnitetyt	Estetty	$\geq 0,7$ (0,5)
Toinen pää kiinnitetty, toisessa nivel	Estetty	$\geq 0,8$ (0,7)
Toinen pää kiinnitetty, toinen vapaa	Vapaa	$\geq 2,2$ (2,0)
Molemmat päät kiinnitetyt	Vapaa	$\geq 1,2$ (1,0)

TAULUKKO 2.10

2-ulotteisen rakenteen k_0 -arvot. Taulukossa esiintyvä mitta b tarkoittaa vapaan reunan etäisyyttä jäykistävän rakenteen reunasta tai jäykistävien rakenteiden välistä vapaata etäisyyttä. 2-ulotteista rakenneosaa tukevien rakenteiden tulee olla riittävän jäykät.

Tuenta	k_0
Yhdeltä ja kahdelta reunalta tuettu	Kuten taulukossa 2.9
Kolmelta reunalta tuettu	$\frac{1}{1 + (L/3b)^2} \geq 0,3$
Neljältä reunalta tuettu $L \leq b$	$\frac{1}{1 + (L/b)^2}$
Neljältä reunalta tuettu $L > b$	$\frac{1}{2(L/b)}$

Raudoittamattomia rakenneosia laskettaessa käytetään kertoimelle k_0 arvoa 1,0 edellyttäen, että rakenteiden sivusiirtymät ovat estettyjä.

2.2.5.2 Rakenteen kokonaisvakavuus

Siirtyvän rakenteen kokonaisvakavuutta tutkittaessa oletetaan laskelmissa, että pystysuuntaiset rakenneosat muodostavat kulman α pystysuunnan kanssa. Ellei tarkempia arvioita tehdä, valitaan α siten, että $\tan \alpha = 1/150$ rakenteen lyhyemmässä suunnassa ja $\tan \alpha = \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{150} \geq \frac{1}{250}$ rakenteen pidemmässä suunnassa (B on rakenteen leveys ja L pituus). Pilareiden perusepäkeskeisyyksien katsotaan sisältyvän näin syntyviin poikkeamiin. Tarvittaessa otetaan huomioon rakenteen lisätaipumista syntyvät lisärasitukset.

2.2.5.3 Jäykät rakenneosat

Jäykkänä pidetään 1- ja 2-ulotteisia rakenneosia, joilla tarkastelusuunnassa on $\lambda \leq 25$. Rakenneosat mitoitaan normaalivoimalle sekä alkuperäisiä epäkeskisyyksiä ja perusepäkeskisyyttä $\frac{h}{20} \leq 50$ mm vastaville momenteille, missä h on sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.

2.2.5.4 Hoikat rakenneosat

Hoikkien rakenneosien ($\lambda > 25$) mitoituksessa otetaan huomioon kaavan 2.53 mukainen perusepäkeskisyyys e_a ja rakenneosien taipumisesta aiheutuva lisäepäkeskisyyys e_2 . Taipumia laskettaessa otetaan huomioon betonin ja raudituksen materiaaliominaisuudet kohtien 2.1.5 (Betoni) ja 2.1.6 (Rauditus) mukaisesti. Rakenteiden halkeilu ja sen vaikutus rakenteiden jäykkyyteen arvioidaan kohtien 2.3.3.2 (Halkeilukapasiteetti) ja 2.3.2.2. (Taipuma) perusteella.

Normaalivoiman perusepäkeskisyyys e_a lasketaan kaavasta

$$e_a = \frac{h}{20} + \frac{L_0}{500} \quad (2.53)$$

missä

$$\frac{h}{20} \leq 50 \text{ mm}$$

h on sivumitta tarkasteltavassa suunnassa
 L_0 on rakenneosan nurjahduspituus

Ellei tarkempia menetelmiä käytetä, saa lisäepäkeskisyyden laskea kaavasta

$$e_2 = \left(\frac{\lambda}{145} \right)^2 h \quad (2.54)$$

missä

h on sivumitta tarkasteltavassa suunnassa.

Raudoitetuilla rakenteilla tulee olla $\lambda \leq 140$. Raudoitamattomalla rakenteella tulee olla $\lambda \leq 90$ ja alkuperäisen epäkeskisyyden $e_0 \leq h/3$.

Jos $N_d > 0,5 A_c f_{cd}$, saa raudoitetuissa rakenteissa

lisäepäkeskisyyden e_2 kertoa luvulla $\frac{0,5 A_c f_{cd}}{N_d}$

Siirtyvissä rakenteissa lasketaan epäkeskisyyden laskenta-arvo kaavasta

$$e_d = e_a + e_2 + e_{01} \quad (2.55)$$

Siirtymättömissä rakenteissa valitaan epäkeskisyyden laskenta-arvoksi suurin seuraavista

$$e_d = \begin{cases} e_a + e_{01} \\ e_a + e_2 + 0,6e_{01} + 0,4e_{02} \\ e_a + e_2 + 0,4e_{01} \end{cases} \quad (2.56)$$

missä

e_{01} on itsearvoltaan suurempi ja e_{02} pienempi rakenneosan päissä esiintyvistä alkuperäisistä epäkeskisyyksistä. Jos e_{01} on erimerkkinen kuin e_{02} , valitaan e_{02} negatiiviseksi.

Jos rakenteen vapaalla jänteellä vaikuttaa kuormia, kuvataan yhteenlaskettua momenttipintaa varmalla puolella olevalla suoraviivaisella momenttipinnalla. Alkuperäisiä epäkeskisyyksiä suurennetaan niin, että ne vastaavat kuvattua momenttipintaa.

Yleensä puristetun rakenneosan rauditus viedään jatkuvana rakenneosan läpi. Tarvittaessa voidaan rauditusta katkoa tai rasituksia siirtää liittyviin rakenneosiin.

2.2.5.5 Vino taivutus ja puristus

Vinosti taivutettu ja puristettu rakenneosa voidaan mitoittaa erikseen poikkileikkauspinnan kummankin pääakselin suunnassa silloin, kun seuraavat epäyhtälöt ovat voimassa

$$\frac{e_{0x} \cdot b}{e_{0y} \cdot h} \leq 0,2 \text{ tai } \geq 5,0 \quad (2.57)$$

missä

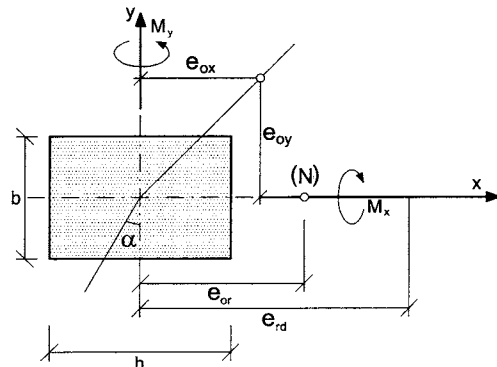
$$e_{0x} = M_y / N_d$$

$$e_{0y} = M_x / N_d$$

x -akseli on sivun h ja y -akseli sivun b suuntainen.

Muussa tapauksessa lasketaan rasitetummissa suunnassa (sivun h suunnassa) muunnettu epäkeskisyyden kaavasta

$$e_{0r} = \left(1 + \frac{e_{0y}}{e_{0x}} \frac{h}{b} \right) e_{0x} \quad (2.58)$$



Kuva 2.18 Pilarin vino taivutus

Muunnettu epäkeskisyyden laskenta-arvo e_{rd} valitaan sivun h suunnassa kaavasta 2.55 tai 2.56 käyttäen arvoa e_{0r} alkuperäisenä epäkeskisyytenä.

Jos nurjahduspituudet L_{0x} ja L_{0y} ovat likimain yhtä suuret, lasketaan muunnettu nurjahduspituus sivun h suunnassa kaavasta

$$L_{0r} = \frac{L_0}{\sqrt{\sin^2 \alpha + \left(\frac{b}{h}\right)^2 \cos^2 \alpha}} \quad (2.59)$$

missä

$$\alpha = \arctan \left(\frac{e_{0x} \left(\frac{b}{h}\right)^2}{e_{0y}} \right)$$

Rakenne mitoitetaan sivun h suunnassa käyttäen epäkeskisyyttä e_{rd} , nurjahduspituutta L_{0r} ja käyttäen rakenteen kaikilla sivuilla samaa raudoitusta pituusyksikköä kohti.

2.2.5.6 Palkin kiepahdus

Palkin varmuus kiepahtamista vastaan tarkistetaan kaavasta

$$\frac{M_{cr}}{M_d} \geq 2,0 \quad (2.60)$$

missä M_{cr} on kiepahduskuormaa vastaava momentti.

Jos palkkia rasittavat dynaamiset kuormat, kuten elementtien käsittelyssä, kerrotaan M_d lisäksi kertoimella 1,25.

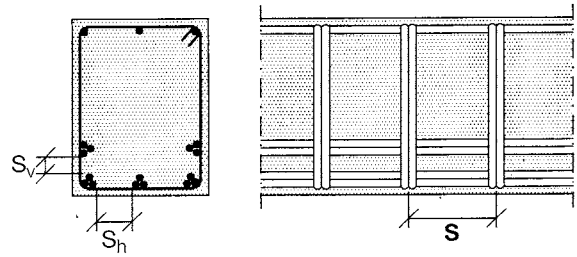
2.2.6 RAUDOITUKSEN ANKKUROINTI JA JATKOKSET

2.2.6.1 Yleistä

Raudoituksen saa ottaa laskelmissa huomioon vain, jos sillä on riittävä ankkurointikapasiteetti.

Raudoitus voidaan ankkuroida näiden ohjeiden mukaan kun tankojen ja jänteiden keskinäinen väli sekä betonipeite ovat kohdan 4.2.3.2 (Raudoituksen valmistus ja asennus) mukainen.

Yhteensidotuista harjatangoista tai kuviopintaisista tangoista koottuja tankonippuja voidaan käyttää raudoituksessa yksittäisten tankojen asemesta. Nipun suurimman tangon halkaisija saa olla korkeintaan 1,25 kertaa nipun pienimmän tangon halkaisija. Harjateräksestä tehtyjä päätankoja voidaan niputtaa 3 kappaletta sekä hakoja ja kuviopintaisia tankoja 2 kappaletta (kuva 2.19). Tartuntajäniteitä voidaan niputtaa 2 kappaletta.



Kuva 2.19 Nippuraudoitus

Tankonippujen suhteen noudatetaan yksittäisistä tan-goista annettuja ohjeita käyttämällä tangon halkaisijana \emptyset tankonipun nimellishalkaisijaa \emptyset_n , joka vastaa poikkileikkauksaltaan yhtä suurta yksittäistä tankoa.

Raudoituksen ankkurointi aiheuttaa halkaisuvoimia, jotka tarvittaessa otetaan huomioon kohdan 2.2.7.3 mukaan.

Tangon ankkurointikapasiteetilla tarkoitetaan suurinta laskennollista voimaa, jonka tanko voi saavuttaa rakenteessa.

Raudoitus voidaan ankkuroida lisäämällä suoran tangon ankkurointikapasiteettiin (2.2.6.2) tarvittaessa

- hitsattujen poikkitaistankojen kapasiteetti (2.2.6.3)
- koukun kapasiteetti (2.2.6.4)
- lenkin kapasiteetti (2.2.6.5)
- ankkurointikappaleen kapasiteetti (2.2.6.6.)

Sileäpintaista vetorausoitusta ei voida ankkuroida yksinomaan suorilla tankoilla käyttäen.

Jänneraudoituksen ankkurointia koskevia ohjeita annetaan kohdassa 2.2.6.8.

2.2.6.2 Suoran tangon ankkurointikapasiteetti

Suoran tangon ankkurointikapasiteetti lasketaan kaavasta

$$F_{bu} = k_b f_{ctd} u_s l_b \geq \sigma_s A_s \quad (2.61)$$

missä

- u_s on tangon ympäröimä
- l_b on tangon ankkurointipituus
- k_b on teräksen pinnan laadusta ja tangon sijainnista riippuva tartuntakerroin, jonka arvoja on esitetty taulukossa 2.11
- σ_s on murtorajatilan laskentakuormaa vastaava teräsjännitys.

Suoran puristustangon ankkurointikapasiteettia saa korottaa määrällä $3 A_s f_{cd}$, jos tangon pään etäisyys betonipinnasta tangon suunnassa on vähintään $5 \emptyset$.

Jos ankkurointi suoritetaan yksinomaan suorilla tan-goilla, tulee ankkurointipituuden olla vähintään $10 \emptyset$.

TAULUKKO 2.11

Tartuntakerroin k_b

Tartuntatila	A500HW A700HW B500K B600KX B700K	Pyöri- tanko S235JRG2
I Tangon ja vaaka- tason välinen kulma (valuasennossa) $\geq 45^\circ$ tai raudoituksen etäisyys rakenteen alapinnasta enintään 300 mm	2,4	1,0
II Raudoituksen etäi- syys alapinnasta yli 300 mm tai rakenteet, joiden ankkurointialueella esiintyy poikittaisesta vedosta aiheutuva halkeilua.	1,7	0,7

Rakenteissa, joissa ankkurointikohdassa esiintyy olen-naista poikittaista puristusta, saadaan tartuntakertoi-mia korottaa 50 %.

2.2.6.3 Hitsatut poikittaistangot

Tankoihin voimaliitoksilla hitsattujen poikittaistanko-
jen liitoksen lujuus saadaan ottaa huomioon ankkurointipituuksia laskettaessa. Ankkuroitavan tangon, jonka halkaisija on enintään 12 mm, voimasta saadaan matkalla l_b vähentää poikittaistangon ottama osuus

$$F_{bd} = 1,8 FL A_s f_{yd} / 1,25 \leq 16 A_s f_{cd} \emptyset_t / \emptyset_l \quad (2.62a)$$

missä

FL on standardin SFS 1251-1997 mukainen, liitosluokkaa vastaava suhteellinen lujuus (esim. F20 vastaa arvoa 0,2)

A_s on ankkuroitavan tangon poikkipinta-ala

f_{yd} on ankkuroitavan tangon laskentalujuus

f_{cd} on betonin laskentalujuus

\emptyset_t on poikittaistangon halkaisija

\emptyset_l on ankkuroitavan tangon halkaisija

Ankkuroitavan tangon, jonka halkaisija on yli 12 mm, voimasta saadaan matkalla l_b vähentää poikittaistan-
kojen ottama osuus

$$F_{bd} = 1,8 FL A_s f_{yd} / 1,25 \leq L_T \emptyset_t \sigma_{cc} \quad (2.62b)$$

missä

$$L_T = 1,16 \emptyset_t \sqrt{f_{yd} / \sigma_{cc}} \leq s$$

$$\sigma_{cc} = 10(f_{ctd} - \sigma_T)(c_t / \emptyset_T)^{0,5} \leq 3f_{cd}$$

c_t on ankkuroivan tangon betonipeitteen nimel-lisarvo

σ_T on ulkoisen kuormituksen aiheuttama nor-maalijännitys ristiliitoksen muodostamaa ta-soa vastaan kohtisuorassa suunnassa, sen edessä matkalla $0 \dots 3\emptyset_t$. Puristusjännitys on negatiivinen (-) ja veto positiivinen (+).

s on ankkuroitavien tankojen tankojen väli kes-keltä keskelle.

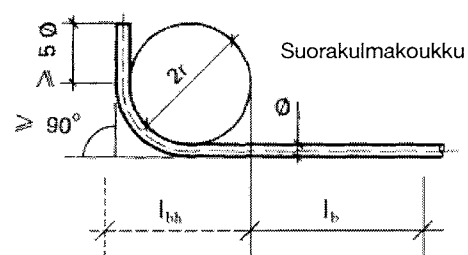
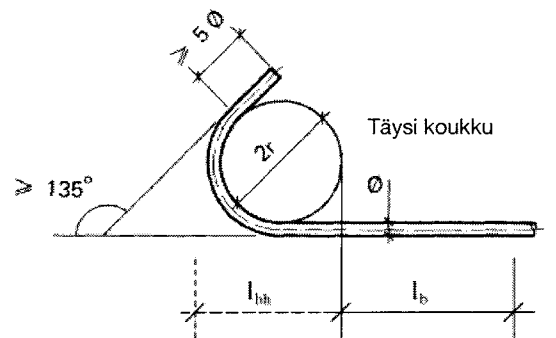
Jos ristiliitoksessa on kaksi poikittaistankoa peräk-käin samalla puolella ankkuroitavaa tankoa vähintään etäisyydellä $3\emptyset_t$ ja enintään etäisyydellä $10\emptyset_t$ toisis-taan, on niiden yhdistetty kapasiteetti 1,4 kertaa yh-den liitoksen kapasiteetti. Jos poikittaistangot ovat ankkuroitavan tangon vastakkaisilla puolilla, voidaan niiden kapasiteetit laskea yhteen.

2.2.6.4 Koukku

Koukun tulee täyttää kuvassa 2.20 esitetyt vaatimuk-set. Koukun ankkurointikapasiteetti lasketaan kaavan 2.61 mukaan käyttäen ankkurointipituudella arvoa

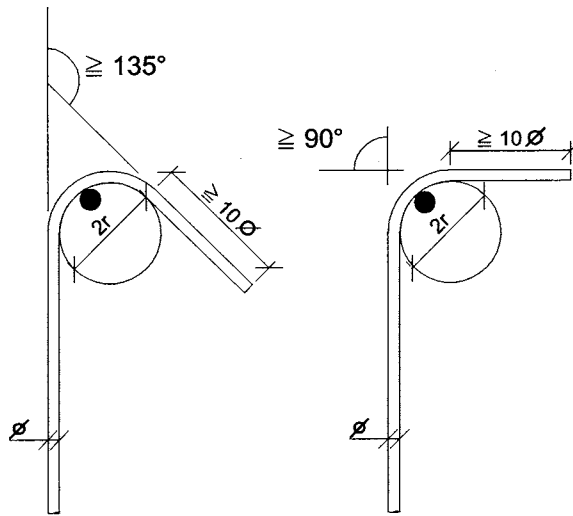
$$l_{bh} = 10 \emptyset \quad (2.63)$$

Ankkuroinnin alkamiskohdan ja koukun taivutuksen alkamiskohdan välisen suoran tangon osan pituuden tulee olla vähintään r .



Kuva 2.20

Tangon ankkurointi lyhyttä koukkuja käyttäen



Kuva 2.21

Haan ankkurointi pitkää koukkuä käyttäen

Haan koukun ankkurointikapasiteettia laskettaessa saadaan kaavan 2.63 mukainen ankkurointipituus ottaa kaksinkertaisena, jos koukku täyttää kuvassa 2.21 esitetyt vaatimukset ja lisäksi koukun sisäreunassa on poikkitaistanko, jonka halkaisija on vähintään ankkuroitavan haan halkaisijan suuruinen.

2.2.6.5 Lenkki

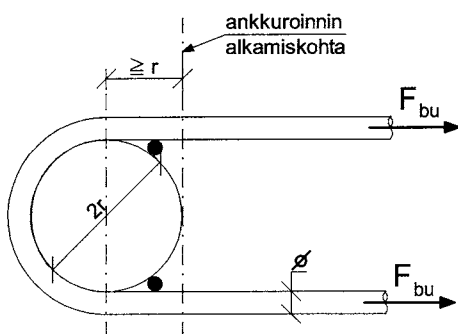
Lenkin ankkurointikapasiteetti leikettä kohti (kuva 2.22) lasketaan kaavasta

$$F_{bu} = r \cdot \varnothing \cdot f_{cd} \sqrt{s / \varnothing} \leq 3 r \cdot \varnothing \cdot f_{cd} \quad (2.64)$$

missä

- r on lenkin sisäpuolinen taivutussäde
- s on rinnakkaisten lenkkien taivutustasojen välinen etäisyys, kuitenkin enintään taivutustason etäisyys betonipinnasta kaksinkertaisena lenkin tasoa vastaan kohtisuorassa suunnassa mitattuna.

Ankkuroinnin alkamiskohtan ja lenkin taivutuksen alkamiskohtan välisen etäisyyden tulee olla vähintään r.



Kuva 2.22 Tangon ankkurointi lenkkiä käyttäen

Lenkin aiheuttamaksi halkaisuvoimaksi otaksutaan 25 % leikkeissä vaikuttavien voimien yhteismäärästä. Jos ankkurointikohtassa esiintyy lenkin tasoa vastaan kohtisuora puristusrasitus, saa sen vaikutuksen ottaa huomioon halkaisuvoimia laskettaessa.

2.2.6.6 Ankkurointikappale

Ankkurointikappaleen ankkurointikapasiteetti lasketaan kohdan 2.2.7 mukaan.

2.2.6.7 Jatkokset

Rauditus voidaan jatkaa

- limijatkoksilla
- hitsaamalla
- erikoisliitoksilla, kuten muhveilla.

Suoran vedetyn tai puristetun tangon limijatkoksen jatkospituus lasketaan kaavasta

$$l_j = 0,25 k_j \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \cdot \varnothing \quad (2.65)$$

missä

- k_b valitaan taulukosta 2.11
- k_j on samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen määrästä riippuva kerroin, joka valitaan taulukosta 2.12.

Jatkosten katsotaan olevan samassa poikkileikkauksessa, jos niiden keskikohtien väli on pienempi kuin $l_j + 20 \varnothing$. Tankojen vetovoimien katsotaan kasvavan lineaarisesti jatkospituuden matkalla.

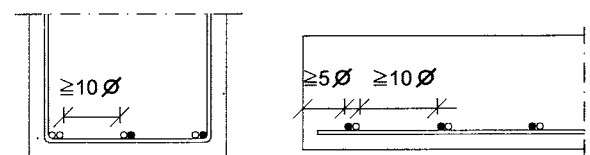
TAULUKKO 2.12

Jatkoskerroin k_j .

a-sarakkeen arvoja saadaan käyttäen

- jos jatkosten vapaa väli kohtisuorassa tankoja vastaan on vähintään $10 \varnothing$
- jos jatkoskohdan betonipeitteen nimellisarvo sivusuunnassa on vähintään $5 \varnothing$ tai jatkos sijaitsee haan nurkassa (kuva 2.23).

Samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen osuus raudituksen kokonaismäärästä	k_j	
	a	b
$\leq 1/5$	1,0	1,2
$1/3$	1,2	1,6
$1/2$	1,3	1,8
$> 1/2$	1,5	2,0



Kuva 2.23 Ehdot taulukon 2.12 a-sarakkeen käytölle

Suorien puristustankojen jatkospituuksia laskettaessa saadaan teräslujuudesta f_{yd} kaavassa 2.65 vähentää määrä $3 f_{cd}$, ja lisäksi jatkoskerroin k_j on 1,0 samassa poikkileikkauksessa jatkettavien tankojen määrästä riippumatta.

Jos jatkoksessa käytetään kohdan 2.2.6.4 mukaista koukkua, saadaan jatkospituudesta l_j vähentää koukku kohti määrä l_{bh} .

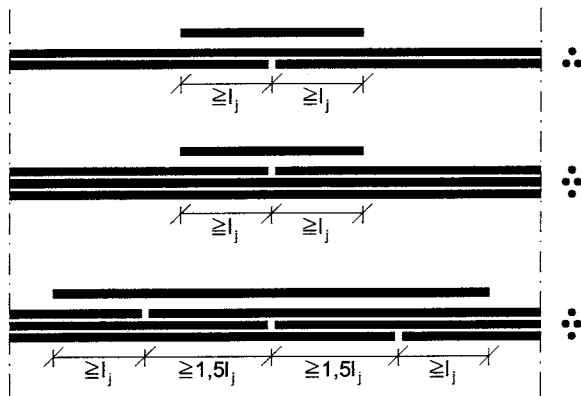
Päätankoihin hitsattujen poikittaistankojen liitoksen lujuus saadaan ottaa huomioon ankkurointipituuksia laskettaessa. Tangon voimaa saadaan matkalla l_j vähentää kuten ankkuroinnin yhteydessä.

Hakoja jatkettaessa jatkoskerroin $k_j = 1,0$ koukkuja käytettäessä, suoriam limijatkoksia käytettäessä $k_j = 1,3$.

Tankoniput jatketaan jatkamalla nipun yksittäiset tangot kuvan 2.24 mukaan lisätankoa käyttämällä.

Jos tankonipun yksittäisten tankojen jatkokset sijoitetaan vähimmäisvälein, käytetään eri jatkoksille yhtenäistä lisätankoa. Tankonippujen jatkosten suhteen noudatetaan muilta osin yksittäisten tankojen jatkoksista annettuja ohjeita.

Ohjeita jatkoskohtien vapaasta välistä on annettu kohdassa 4.2.3.2 (Raudoituksen valmistus ja asennus).



Kuva 2.24

Tankonipun jatkaminen, l_j on yksittäisen tangon jatkospituus

2.2.6.8 Jänneteräkset

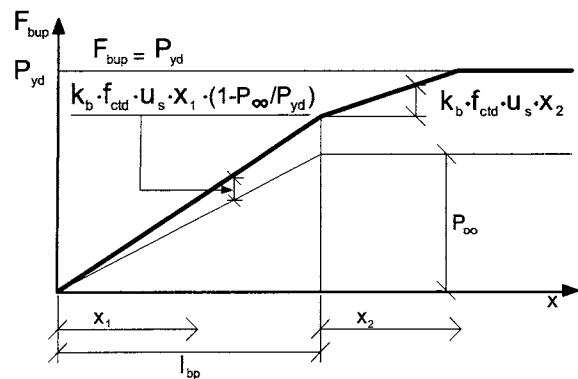
Tartuntajänteiden jännitysvoima siirtyy betoniin kuvan 2.25 mukaisesti matkalla

$$l_{bp} = \frac{70\phi}{k_b} \quad (2.66)$$

missä kerroin k_b valitaan taulukosta 2.13.

Kuormituksen vaatima tartuntajänteiden ankkurointi jännityksen siirron jälkeen lasketaan kuvan 2.25 mukaisesti.

Ankkurijänteiden ankkurikappaleet mitoitetaan kohdan 2.2.7 mukaisesti. Ankkurointikapasiteetti injektointin jälkeen katsotaan riittäväksi, jos injektointi tehdään kohdan 4 ohjeiden mukaisesti.



Kuva 2.25

Tartuntajänteiden ankkurointi

TAULUKKO 2.13

Tartuntajänteiden tartuntakerroin k_b . Tartuntatilat on määritelty taulukossa 2.11.

Jännetyyppi	Nopea jännityksen siirto		Hidas jännityksen siirto	
	Tartuntatila I	Tartuntatila II	Tartuntatila I	Tartuntatila II
Sileät langat ja tangot	¹⁾	¹⁾	0,5	0,35
Kuviopintaiset langat ja tangot	0,6	0,4	0,7	0,5
Punokset ja vastaavat	1,1	0,8	1,5	1,1
Harjatangot	2,2	1,5	2,4	1,7

¹⁾ ei sallita

Rakenteissa, joissa ankkurointikohdassa esiintyy olennaista poikittaista puristusta, saadaan tartuntakerrointa korottaa 50 %.

2.2.7 PAIKALLINEN PURISTUS JA HALKAISUVOIMAT

2.2.7.1 Yleistä

Kun puristava voima kuormittaa vain osaa rakenteen pinnasta, ei tämä voima saa ylittää kuormitetun pinnan paikallista puristuskapasiteettia. Lisäksi rakenteella tulee olla riittävä kapasiteetti halkaisuvoimiin nähden.

2.2.7.2 Paikallinen puristuskapasiteetti

Paikallinen puristuskapasiteetti lasketaan kaavasta

$$F_u = A_{c0} f_{cd} n \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq k A_{c0} f_{cd} \quad (2.67)$$

missä

$$k = 3 \text{ ja } n = 2, \text{ kun } \rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 2,5 \text{ ja } n = 2,5, \text{ kun}$$

$$1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$k = 2 \text{ ja } n = 3, \text{ kun } \rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3$$

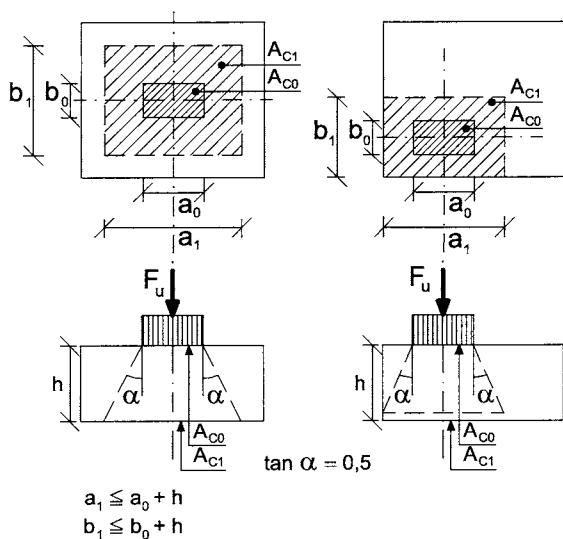
A_{c0} on kuormitetun pinnan ala = $a_0 \cdot b_0$.

A_{c1} on kuorman jakaantumispinnan ala = $a_1 \cdot b_1$.

Kuorman oletetaan jakaantuvan kuvan 2.26 mukaisesti siten, että $\tan \alpha = 0,5$.

Kaavan käytön edellytyksenä on, että (kuva 2.26)

- jakaantumispinnan painopisteen tulee olla kuormittavan voiman vaikutussuoralla
- jakaantumispinnan sivumittoja ei saa otaksua suuremmaksi kuin $a_1 \leq a_0 + h$ ja $b_1 \leq b_0 + h$, missä h on jakautumis- ja kuormituspinnan välinen etäisyys
- kuormitetun pinnan ja jakaantumispinnan välillä ei rakenteessa saa olla heikennyksiä.



Kuva 2.26
Paikallinen puristus

2.2.7.3 Halkaisuvoimat

Rakenteen betonin halkaisukapasiteettia ei yleensä katsota saavutettavan, jos

$$\frac{1,2F_d}{A_{c0}} \leq f_{cd} \quad (2.68)$$

Kuorman sijaitessa rakenteen reunalla otetaan lisäksi huomioon lohkeiluvaara.

Paikallisen puristuksen aiheuttama halkaisuvoima lasketaan keskisessä kuormituksessa kaavasta

$$F_t = 0,25 F_d \left(1 - \frac{b_0}{b_1}\right) \quad (2.69)$$

missä

F_d on kuormittavan voiman laskenta-arvo
 b_0 on kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

b_1 on jakaantumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa. Rakenteen laippoja ja ulkonemia ei tällöin oteta huomioon.

Mikäli rakenteessa esiintyy kuormittavaan voimaan nähden poikittaisia puristusjännityksiä, saa näiden vaikutuksen ottaa huomioon halkaisuvoimia laskettaessa.

Tankojen ja erityisesti tartuntajänteiden betoniin aiheuttamat halkaisuvoimat otetaan tarvittaessa huomioon.

2.2.8 VÄSYMISMURTORAJATILA

2.2.8.1 Yleistä

Niissä rakenteissa, joissa muuttuva kuormitus aiheuttaa oleellista väsymistä, tarkistetaan tavanomaisen mitoituksen lisäksi rakenteen kapasiteetti myös väsymismurtorajatilassa kohtien 2.2.1...2.2.7 mukaan. Laskelmissa käytetään kohtien 2.2.8.2...2.2.8.3 mukaan laskettuja alennettuja materiaalilujuuksia sekä osavarmuuskertoimella 1,0 kerrottua pysyvää ja väsyttävää kuormaa.

Voimasuureet lasketaan kohdan 2.1.7 mukaisesti. Väsytyskuormitus käsitellään pitkäaikaisena kuormana.

2.2.8.2 Betoni

Betonin väsymislujuuden laskenta-arvo puristuksen vaikuttaessa lasketaan kaavasta

$$f_{cnd} = 0,5f_{cd} + 0,4\sigma_{c,min} \leq f_{cd}/1,2 \quad (2.70)$$

missä

$\sigma_{c,min}$ on kohdan 2.2.8.1 (Yleistä) mukaisten kuormien aiheuttama pienin puristusjännitys.

Betonin väsymislujuuden laskenta-arvo vedon vaikutuksessa lasketaan kaavasta

$$f_{ctnd} = 0,33f_{ctd} + 0,6\sigma_{ct,min} \leq f_{ctd}/1,2 \quad (2.71)$$

missä

$\sigma_{ct,min}$ on kohdan 2.2.8.1 (Yleistä) mukaisten kuormien aiheuttama pienin vetojännitys.

2.2.8.3 Teräs

Teräksen väsymislujuuden laskenta-arvo lasketaan kaavasta

$$f_{snd} = \frac{k_1 k_2}{\gamma_s} f_{n0} + 0,6\sigma_{s,min} \leq f_{yd} \quad (2.72)$$

missä

$\sigma_{s,min}$ on kohdan 2.2.8.1 (Yleistä) mukaisten kuormien aiheuttama pienin puristus- tai vetojännitys

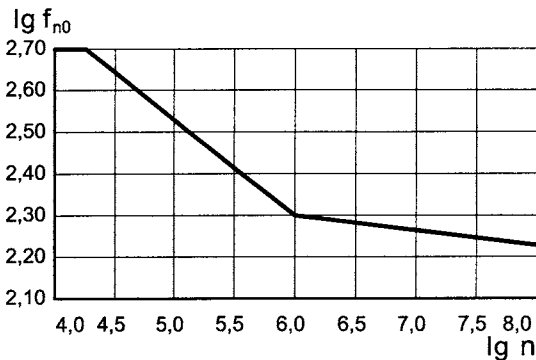
f_{n0} valitaan teräslaadulle A500HW kuvasta 2.26b kuormanvaihtoluvun n funktiona

$f_{n0} = 0,7 f_{yk} \leq 250 \text{ N/mm}^2$ (sileät tangot).
Muille kuin yllämainituille raudotteille f_{n0} määrätään kokeellisesti.

$k_1 = \left(1 - \frac{1,5 \emptyset}{r}\right)$ pääraudoituksella ja ylöstaivutetuilla tangoilla, r on taivutussäde.

$k_1 = 1,0$ tavanomaisilla haoilla

$k_2 = 0,4$, jos raudotteessa on hitsejä, muuten 1,0.



Kuva 2.26b

A500HW teräksen väsymislujuuden perusarvo f_{n0} [N/mm²] kuormanvaihtoluvun n funktiona

2.2.8.4 Rakenteellisia ohjeita

Rakenteet muotoillaan ilman poikkileikkausten äkinäisiä muutoksia.

Pääraudoituksen tankojen vapaa väli ei saa olla suurempi kuin

- 10 \emptyset pitkittäistangoilla
- 15 \emptyset poikittaisella raudoituksella.

Raudoituksen ankkurointi lasketaan kohdan 2.2.6 mukaisesti. Harjatankojen kyseessä ollessa f_{ctd} jaetaan luvulla 1,3.

Lisäksi raudoituksen ankkurointi- ja jatkoskohdissa tulee olla poikittainen rauditus, jonka vapaa väli $\leq 5 \emptyset$.

Mahdollisimman pieni osa raudoituksesta jatketaan ja lopetetaan samassa poikkileikkauksessa.

Korkeintaan kaksi tankoa saa niputtaa.

2.3 Mitoitus käyttörajatilassa

2.3.1 YLEISTÄ

Käyttörajatiloissa tutkitaan, että rakenteen siirtymät ovat riittävän pienet ja että siirtymät eivät aiheuta muille rakennesoille haitallisen suurien rasitusten. Käyttörajatilan tarkastelu suoritetaan rakenteen halkeilun osalta, kun rakenteiden käyttötarkoitus tai ympäristöolosuhteet asettavat vaatimuksia rakenteen tiiviydelle.

Rakenteen siirtymiä ja halkeilua laskettaessa otetaan huomioon kuormituksen kestoajan vaikutus (taulukko 2.2.).

2.3.2 SIIRTYMÄT

2.3.2.1 Yleistä

Viruminen voidaan ottaa huomioon pienentämällä betonin kimmomoduulin arvoa seuraavasti

$$E_{cc} = \frac{E_c}{1 + \phi} \quad (2.73)$$

missä

ϕ on betonin virumaluku.

Osista koostuva poikkileikkaus, jonka saumat on mitoitettu kohdan 2.2.2.8 (Työsauman leikkauskapasiteetti) mukaan, saadaan laskea yhtenä kappaleena. Muussa tapauksessa poikkileikkauksen jäykkyys on osien jäykkyyksien summa. Poikkileikkauksen saa olettaa halkeilemattomaksi, jos sen halkeilukapasiteettia ei saavuteta.

2.3.2.2 Taipuma

Elleivät muut tekijät rajoita rakenteen taipumia, saa kokonaistaipuma a olla korkeintaan

$$a = \frac{L}{250} \quad (2.74)$$

missä

L on rakenteen jänneväli tai ulokkeen pituus kaksinkertaisena.

Jos rakenteelle annetaan vähintään omanpainon aiheuttamaa taipumaa vastaava ennakkokorotus eikä taipumasta ole haittaa muille rakenteille, saa kokonais-taipuma olla enintään $L/200$.

Jos rakenne kantaa helposti halkeilevia seiniä, saa seinien asennuksen jälkeen syntyvä taipuma olla enintään

$$a = \frac{L}{500} \quad (2.75)$$

Jos rakennetta kuormittaa dynaaminen kuorma, suoritetaan tarvittaessa taipumien tarkempi tarkastelu.

Teräsbetonirakenteen, jonka $\rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3$, taipumaa ei tarvitse tarkistaa, jos rakenteen tehollinen korkeus täyttää ehdon

$$\frac{d}{L} \geq \frac{k_m \cdot k_p}{a \cdot \beta} \varepsilon_{yk} L \quad (2.76)$$

missä

L on jännemitta tai ulokkeen pituus

$k_m = 1,0$. Kerroin voidaan myös laskea tarkemmin kaavasta

$$\frac{1,3 M_d}{\gamma_s M_u}$$

M_d on tarkasteltava käyttötilan ja M_u murtorajatilanteen momentti

k_p valitaan taulukosta 2.14

β valitaan taulukosta 2.15

a on rakenteen suurin sallittu taipuma.

TAULUKKO 2.14

Kerroin k_p . Väliarvot voidaan tarvittaessa interpoloida suoraviivaisesti.

ρ (%)	k_p	
	K20	$K \geq K40$
$(\rho = \frac{A_s}{b_w d})$		
0,2	1,2	1,0
0,3	2,1	1,2
0,5	2,9	2,4
1,0	3,7	3,7
2,0	–	4,5

TAULUKKO 2.15

Kerroin β

Rakennetyyppi	β
Uloke	8
Vapaasti tuettu	20
Jatkuva	
– reunakenttä	24
– keskikenttä	28

Jos raudoitusta (A_{s0}) on enemmän kuin mitä murtorajatilassa vaaditaan (A_{su}), voidaan teräksen myötövenymä ε_{yk} kaavassa 2.76 kertoa suhteella

$$\frac{A_{su}}{A_{s0}}$$

Halkeilemattomien rakenteiden (kuten täysin jännitettyjen) taipumaa ei tarvitse laskea, jos niiden rakennekorkeus h suurimman momentin kohdalla täyttää ehdon

$$h \geq \frac{L}{\beta} \quad (2.77)$$

Merkinnät ovat samoja kuin kaavassa 2.76.

Korkeudeltaan muuttumattomissa rakenteissa saa kussakin jänteessä tehollisen taivutusjäykkyyden laskea kaavasta

$$K_{ef} = \alpha_r E_c I_c + (1 - \alpha_r) K_r \quad (2.78)$$

missä

$$\alpha_r = \left(\frac{M_r}{M_d} \right)^3 \leq 1,0$$

$E_c I_c$ on halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

$K_r = A_s E_s z (d - x)$ on täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

M_r on taivutusmomentti, jolla poikkileikkauksen halkeilukapasiteetti saavutetaan (kohta 2.3.3.2)

M_d on kentän tai ulokkeen käyttötilan suurin taivutusmomentti.

Pitkäaikaiskuorman aiheuttava lisätaipuma lasketaan kaavasta 2.78 käyttämällä betonin kimmomoduulina kaavan 2.73 mukaista arvoa. Tätä kimmomoduulin arvoa käytetään myös laskettaessa puristusvyöhykkeen x korkeutta.

Leikkausvoiman aiheuttama taipuma voidaan yleensä jättää huomioonottamatta.

2.3.2.3 Vääntymä

Kohdan 2.2.3 (Vääntö) mukaisesti mitoitettujen rakenneosien vääntymä lasketaan kaavasta

$$\Delta\Theta = \frac{T}{GC} \quad (2.79)$$

missä $GC = \frac{0,3 E_c C_e}{1 + \phi}$ on halkeilemattoman rakenneosan vääntöjäykkyys

$GC = \frac{0,1 E_c C_e}{1 + 0,3 \phi}$, kun rakenneosa on ainoastaan taivutushalkeillut

$GC = \frac{0,05 E_c C_e}{1 + 0,3 \phi}$, kun rakenneosa on vääntö- ja taivutushalkeillut

T on vääntömomentti

C_e on betonipoikkileikkauksen kimmainen vääntöjäyhyysmomentti.

2.3.2.4 Muut siirtymät

Muut siirtymät lasketaan tavittaessa kohtien 2.1.5 (Betonin materiaaliominaisuudet) ja 2.1.6 (Raudoituksen materiaaliominaisuudet) mukaisia materiaalien jännitys-muodonmuutosarvoja soveltaen.

2.3.3 HALKEILU

2.3.3.1 Yleistä

Rakenteilla erotetaan kolme halkeilurajatilaa:

- Vetojännitysrajatila, jossa ei saa esiintyä vetojännityksiä.
- Halkeaman muodostumisrajatila, jossa rakenteen halkeilukapasiteetti saavutetaan.
- Halkeamaleveyden rajatila, jossa halkeaman ominaisleveys ei saa ylittää sille asetettuja raja-arvoja.

2.3.3.2 Halkeilukapasiteetti

Ellei tarkempia menetelmiä käytetä, tarkistetaan pääasiassa taivutuksen ja normaalivoiman rasittama rakenteen halkeilukapasiteetti kaavasta

$$\frac{N_d}{k \cdot N_r} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1 \quad (2.80)$$

missä

$k = 1,7$, kun N_d on puristava voima

$k = 1,0$, kun N_d on vetävä voima

$N_r = A_c f_{ctk}$

$M_r = 1,7 W_{cc} f_{ctk}$

W_{cc} on poikkileikkauksen kimmainen taivutusvastus, jota laskettaessa raudoituksen vaikutus voidaan ottaa huomioon.

Suureita N_d ja M_d laskettaessa otetaan huomioon kaikki poikkileikkauksessa vaikuttavat sisäiset (esim. jännevoima) ja ulkoiset voimat.

2.3.3.3 Halkeilun rajoittaminen

Rakenteen tulee käyttötilassa suurimpien momenttien kohdilla täyttää taulukossa 2.16 annetut ehdot. Vaatimukset koskevat rakenteita, joiden suunnittelukäyttöikä on 50 vuotta. Jos rakenteen suunnittelukäyttöikä on yli 50 vuotta, tai muuten niin sovittaessa, noudatetaan betonirakenteiden säilyvyydestä annettuja yleisesti hyväksytyjä ohjeita.

Selostus: Halkeaman leveyden laskentaohjeita yli 50 vuoden suunnittelukäyttöikäälle on esitetty julkaisussa BY 50.

TAULUKKO 2.16

Vaatimukset rakenteen tiiviyn ja halkeilun suhteen eri rasitusluokissa kun rakenteen suunnittelukäyttöikä on 50 vuotta. a-kohta tarkoittaa vaatimusta pitkäaikaikuormilla ja b-kohta lyhytaikaikuormilla. Jännittämisvaiheen vaatimuksena pidetään b-kohtaa paitsi rasitusluokissa XS 2, XS 3, XD 2 ja XD 3, joissa vaatimuksena on halkeaman muodostumisrajatila.

Rasitusluokka ¹⁾	Korroosioherkkä rauditus ²⁾	Muu rauditus
XS 2, XS 3	a) Vetojännitysrajatila	a) $w_k \leq 0,1$ mm
XD 2, XD 3	b) Vetojännitysrajatila	b) $w_k \leq 0,2$ mm
XF 4 XA 3		
XC 2, XC 3, XC 4	a) Vetojännitysrajatila	a) $w_k \leq 0,2$ mm
XS1, XD 1 XF 1, XF 2, XF 3 XA 1, XA 2	b) $w_k \leq 0,1$ mm	b) $w_k \leq 0,3$ mm
X0, XC 1	a) $w_k \leq 0,2$ mm b) $w_k \leq 0,3$ mm	—

¹⁾ Rasitusluokat on määritelty standardissa SFS-EN 206-1 ja sen kansallisessa liitteessä.

²⁾ Korroosioherkkä rauditus on määritelty kohdassa 4.1.2.1.

Jos betonipeitteen vähimmäisarvo (nimellisarvo – sallittu mittapoikkeama) on suurempi kuin rasitusluokan ja käyttöiän vaatima, saadaan vaadittu halkeamaleveys kertoa luvulla

$$c_{tod} / c_{min} \leq 1,5$$

missä

c_{tod} on halkeilutarkasteluissa käytetty betonipeitteen vähimmäisarvo

c_{min} on rasitusluokan ja käyttöiän vaatima betonipeitteen vähimmäisarvo

Halkeaman ominaisveveys rakenteen pinnassa laske-
taan kaavasta

$$w_k = \varepsilon_s \left(3,5 c + k_w \frac{\emptyset}{\rho_r} \right) \quad (2.81)$$

missä

c on pääraudoituksen betonipeitteen vähim-
mäisarvo (taulukko 2.17) taivutussuunnassa

\emptyset on keskimääräinen tangon tai jänteen halkai-
sija

$k_w = 0,085$ (A500HW, A700HW, B500K,
B600KX ja B700K)

$k_w = 0,13$ (punos tai vastaava)

$k_w = 0,14$ (kuvio pintainen tanko)

$k_w = 0,17$ (sileäpintainen tanko)

$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cc}}$, pinta-alaan A_{cc} lasketaan se poikkileikkauk-
sen vetovyöhykkeen alue, jota rajoittavat suora
matkan $7,5 \emptyset$ päässä yksittäisen tangon
tai jänteen keskipisteestä (kuva 2.27)

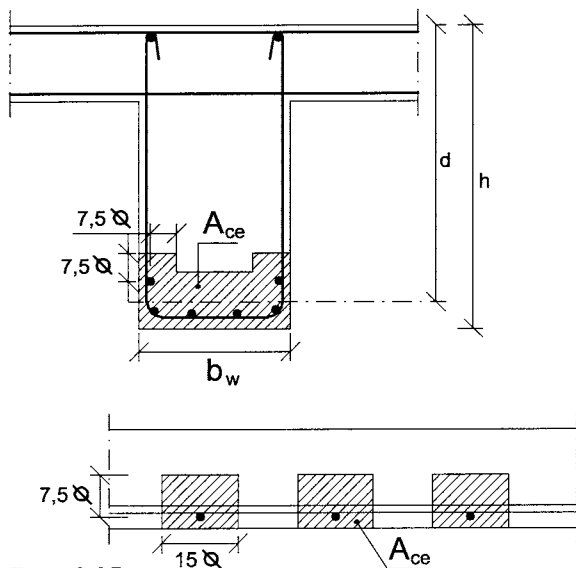
ε_s on raudituksen venymä käyttötilassa. Hal-
keilleilla betonirakenteilla raudituksen ven-
nymänä voidaan käyttää raudituksen keski-
määräistä venymää

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{1}{25 k_w} \left[\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right]^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ja jännitetyissä betonirakenteissa vastaavaa
jänneraudituksen keskimääräistä venymää.
Jänneraudituksen venymästä vähennetään
jännittämisen aikana syntyvä venymä. Pitkä-
aikaishäviöiden venymää vähentävä vaikut-
tus voidaan ottaa huomioon.

$\sigma_s = \frac{M_d}{z A_s}$ on teräksen jännitys halkeaman kohdalla

$\sigma_{sr} = \frac{M_r}{z A_s}$ on teräksen jännitys halkeaman avautu-
mishetkellä haljenneessa tilassa.



Kuva 2.27
Poikkileikkauksen raudituksen vaikutusalueen
pinta-ala A_{cc}

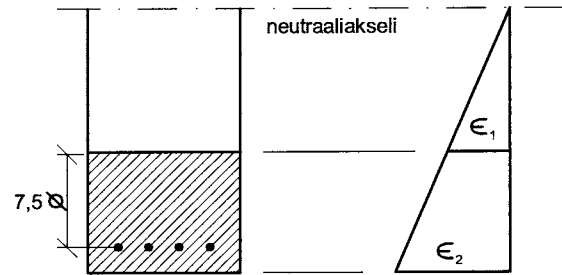
Ankurijäniteitä ei yleensä oteta huomioon rauditus-
pinta-ala A_s laskettaessa.

Jos rakenteeseen vaikuttaa vetävä normaalivoima,
korotetaan kaavan 2.81 kerrointa k_w kertoimella

$$\alpha = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{\varepsilon_1} \quad (2.82)$$

missä

ε_1 ja ε_2 ovat venymät pinta-alaan A_{cc} reunoilla (kuva
2.28).



Kuva 2.28
Venymät ε_1 ja ε_2 raudituksen vaikutusalueen
reunoilla

2.4 Rakenteiden koekuormitus ja kokeellinen mitoitus

2.4.1 YLEISTÄ

Rakenteiden kuormituskokeita voidaan käyttää raken-
teen lujuuden suhteen tehtävään kelpoisuuden tarkis-
tamiseen tai rakenteen kokeelliseen mitoitamiseen.

Rakenteen kelpoisuuden tarkistaminen kuormitus-
kokeella on tarpeellinen silloin, kun on havaittu sel-
laisia rakenteen suunnittelun, materiaalien tai työsuor-
ituksen virheellisyyksiä, joiden vaikutuksia raken-
teen toimintaan käyttötilassa tai murtovarmuuteen ei
voida riittävällä tarkkuudella selvittää laskennallisesti.
Samanlaisia kokeita voidaan tehdä myös jatkuvassa
tuotannossa valmistettavien elementtien laadunval-
vontakokeina.

Rakenne voidaan mitoitaa kokeellisesti kokonaan tai
joidenkin yksityiskohtien osalta. Kokeilla voidaan
myös osoittaa käytetyn laskumenetelmän soveltuvuus
kyseessä olevaan rakenteen ja rajatilan tarkasteluun.

Koejärjestelyn suunnittelijan, kokeiden tekijän ja koe-
tulosten merkityksen arvioijan tulee olla kokeelliseen
mitoitukseen hyvin perehtynyt.

Kokeissa käytettävien voiman ja muodonmuutosten
mittauslaitteiden tulee olla tarkkuudeltaan tulosten
tarkkuusvaatimusta vastaavia.

Koekuomitusta ja kokeellista mitoitusta varten tulee laatia suunnitelma, jossa esitetään mm. tehtävien kokeiden tavoitteet ja yleiskuvaus, käytettävät normit, ohjeet ja standardit, koekappaleiden lukumäärä, koemenetelmät, mittaukset ja tulosten käsittely.

2.4.2 KOEKAPPALEET

Kokeellisessa mitoituksessa käytettävät koekappaleet voivat olla täysmittakaavaisia tai pienoismalleja. Rakenteen kelpoisuus osoitetaan aina kuormittamalla kyseessä olevia rakenteita.

Jos kokeissa käytetään normaalituotannosta poikkeavia koekappaleita tai pienoismalleja, tulee valmistustavan ja materiaalien erot sekä koon vaikutukset ottaa tulosten tarkastelussa huomioon. Mitoitettaessa jatkuvaan valmistukseen tulevaa elementtirakennetta voidaan ennakkokokeiden tulos tarkistaa myöhemmin jatkuvasta tuotannosta otetuilla koekappaleilla.

Elementtien kokeiden koekappaleet tarkastetaan ennen koetta ja selvästi vialliset koekappaleet hylätään. Tarkastuksessa pyritään noudattamaan samoja menetelmiä ja hylkäysperusteita kuin normaalituotannosakin.

2.4.3 KOKEIDEN LUKUMÄÄRÄ

Kokeiden lukumäärä riippuu halutusta tulosten tarkkuudesta ja tulosten käytöstä.

Yksittäisellä kokeella voidaan tehdä kelpoisuuden tarkistus tai eräissä tapauksissa rakenteen laskennollisen mitoituksen tarkistus. Yleensä tehdään laskennollisen mitoituksen tarkistuksessa vähintään kaksi koetta kutakin koetyyppiä kohti.

Kun kokeellisesti mitoitettavan rakenteen toiminnasta kyseisen rajatilan suhteen on perustietoja tai kun kyseessä on laskumenetelmän tarkistus, tarvitaan kapasiteetin keskiarvon määrittämiseen vähintään kolme koetulosta. Ominaiskapasiteettia laskettaessa arvioidaan hajonta tällöin yläraja-arvona.

Rakenteen toiminnan tarkistamiseen käyttörajatilassa kokeellisen mitoituksen yhteydessä tarvitaan tavallisesti vähintään kaksi koetulosta, erikoistapauksessa riittää yksi koetus.

Kun rakenne mitoitetaan kokonaan tai pääasiassa tilastollisesti, tarvitaan vähintään kuusi koetulosta.

2.4.4 KOEJÄRJESTELYT JA KOKEIDEN SUORITUS

Koejärjestelyissä otetaan huomioon rakenteen toiminta käyttöolosuhteissa siten, että koejärjestelyt vastaa-

vat epäedullisimpia käyttöolosuhteita. Erityistä huomiota kiinnitetään tuentaan ja kuormitukseen. Tuennassa otetaan huomioon kiinnitystapaus, tukipinnan suuruus, tukipinnan laatu ja laakerointi. Kuormitus jaetaan elementille siten, että kuorman staattinen vaikutus vastaa kyseisessä rajatilassa esiintyvän kuorman vaikutusta.

Kuormaa toistetaan kokeen alussa käyttökuormaansaakka tarkasteltavasta rajatilasta ja tapauksesta riippuen 1...10 kertaa, jonka jälkeen kuorma nostetaan yleensä 5...10 portaassa kyseessä olevan rajatilan kuorma-arvoon saakka. Tarvittaessa tehdään myös pitkäaikaiskokeita.

Koekuormituksen lisäksi tehdään rakenteen mittojen ja materiaalilujuuksien tarkistukset käyttämällä riittävää havaintojen ja kokeiden lukumäärää.

2.4.5 KOETULOSTEN TARKASTELU

Kokeiden yhteydessä tehtyjen mittatarkistusten ja materiaalikokeiden tuloksia verrataan niiden suunnitteluarvoihin. Jos tulokset poikkeavat suunnittelu-arvoista siten, että vaikutus on kapasiteettia lisäävä, pienennetään koetuloksista laskettuja kapasiteetti-arvoja mainittua erotusta vastaavilla määrillä.

Jos koekappaleen kuormitus tai tuenta poikkeaa todellista rakennetta vastaavasta, arvioidaan erojen merkitys laskennollisesti tai kokeellisten tulosten perusteella ja erot otetaan huomioon varmuustarkastelussa.

Rakenteen säilyvyysominaisuudet arvioidaan kokeellisen mitoituksen yhteydessä kuten laskennollisessa mitoituksessa, ellei säilyvyyttä samalla selvitetä kokeellisesti.

2.4.6 KOEKUORMITUKSEN JA KOKEELLISEN MITOITUKSEN VARMUUS

2.4.6.1 Yleistä

Koetulosten perusteella tehdään rakenteen varmuustarkastelu käyttämällä samoja varmuustasoja sekä kuormien ja materiaalien osavarmuuskertoimia kuin laskennollisessa mitoituksessa.

2.4.6.2 Rakenteen kelpoisuuden tarkistaminen murtorajatilan laskentakuormaa pienemmällä koekuormalla

Kun rakennetta ei voida kuormittaa murtotilaan saakka, noudatetaan rakenteen kelpoisuuden arvioinnissa seuraavia periaatteita ja hyväksymisohjeita:

1. Käyttörajatilojen osalta kokeissa voidaan rakenteen pitkäaikaista kuormaa jäljitellä käyttämällä lyhytaikaista kuormaa, jonka suuruus

on 20 % kyseistä laskentakuormaa suurempi. Vaihtuvaa kuormaa toistetaan vähintään viisi kertaa. Jos vaihtuvan kuorman osuus kokonaiskuormasta on vähäinen, sitä voidaan jäljitellä käyttämällä 20 %:lla korotettua kuormaa, jota toistetaan vain kaksi kertaa.

2. Rakenteen kelpoisuusehtona käyttörajatiloissa on, että
 - rakenteessa ei havaita edellä esitetyn mukaisella käyttörajatilan kuormalla taulukon 2.16 mukaisen rakenteen käyttötilannetta vastaavan rajan ylittäviä halkeamia tai lohkeamia tai muita vaurioita ja
 - taipumat eivät ylitä kohdan 2.3.2.2 mukaisia sallitun taipuman arvoja.
3. Rakenteen murtovarmuuden katsotaan olevan riittävän, jos kuorman arvolla

$$F = 0,85 (\gamma_g G + \gamma_q Q) \quad (2.83)$$

missä

G on pysyvä kuorma

Q on muuttuva kuorma

γ_g on pysyvän kuorman osavarmuuskerroin ja

γ_q on muuttuvan kuorman osavarmuuskerroin

joku seuraavista ehdoista on voimassa:

- Taipuma 24 h kuormituskeston jälkeen ei ylitä arvoa

$$a = \frac{L^2}{20000 d}$$

missä

a on rakenteen maksimitaipuma

L on rakenteen jännemitta ja

d on rakenteen tehollinen korkeus.

- Rakenteen maksimitaipuma 24 h jälkeen ylittää edellä esitetyn raja-arvon, mutta taipuman palautuminen 24 h vaikuttaneen kuorman poistamisesta luki- en 24 h kuluttua on teräsbetonirakenteella vähintään 75 % ja jännitetyillä rakenteilla vähintään 80 % kuormituksen lopussa todetusta arvosta.
- Teräsbetonirakenteen tapauksessa vähintään 72 h ensimmäisen koekuorman poistamisen jälkeen tehtävässä, ensimmäisen kuormituksen mukaisessa uusintakokeessa toisen koekuormituksen maksimitaipuman palautuminen on vähintään 80 % tämän kokeen maksimitaipuman arvosta.

4. Koekuormituksen jälkeen rakenteessa ei saa olla sen käyttöä haittaavia vaurioita ja sen pysyvien halkeamien koko ja pysyvä taipuma eivät ylitä kyseisen rakenteen suunnittelu- perusteina olevia tämän ohjeen kohtien 2.3.3.3. ja 2.3.2.2 mukaisia sallittuja arvoja.
5. Rakenteessa ei taiputuskuormituskokeen aikana tai sen jälkeen saa olla leikkaushalkeamia.
6. Varmistetaan joko laskelmilla, erillisellä leikkausrasituskokeella tai muutoin arvioimalla, että leikkausmurtuma ei tule määrääväksi murtorajatilaksi.

2.4.6.3 Kokeellinen mitoitus

Kun rakenne kuormitetaan murtoon saakka, tuloksista määritetään käyttörajatilojen ja murtorajatilojen kuormituskapasiteetit tai varmuuskertoimet. Murto- kapasiteetti määritetään sen myötökapasiteetin mukaisesti.

Tilastollisessa mitoituksessa lasketaan ominaiskapasiteetti käyttämällä alitusosuutta 5 % ja päätöksenteon virheriskiä 50 %. Laskentakapasiteetti määritetään jakamalla ominaiskapasiteetti kapasiteetin osavarmuus- kertoimella, joka riippuu rajatilasta ja murtumistavasta ja vastaa murtumisen määräävän materiaalin osavar- muuskerrointa.

Kapasiteetin osavarmuuskerroin on eri tapauksissa seuraava:

Käyttörajatiloissa $\gamma = 1$.

Murtorajatilassa:

- kun betonin kapasiteetti on määrävä $\gamma = 1,35$ 1-rakenneluokassa ja 1,50 2-rakenneluokassa ja
- kun raudoituksen veto- tai puristuskapasiteetti on määrävä, $\gamma = 1,10$ 1-rakenneluokassa ja 1,20 2-rakenneluokassa.

Hauraan murtumisen tapauksessa käytetään lisä- varmuuskerrointa 1,2. Tällaisia tapauksia ovat esimer- kiksi rakenteen leikkausmurtuma ja raudoituksen tar- tunta-ankkuroinnin, tartuntajatkoksen murtuminen tai stabiilisuusmurtuma, kuten nurjahdus, kiepahdus tai lommahdus.

Laskentakuormat määritetään samalla tavalla kuin laskennollisessa mitoituksessa.

Mitointusehto on sama kuin laskennollisessakin mitoi- tuksessa eli laskentakapasiteetin tulee olla vähintään laskentakuormien yhteenlaskettujen vaikutusten suu- ruinen.

2.4.6.4 Rakenteen kelpoisuuden tarkistus kuormittamalla murtotilaan saakka

Jatkuvana tuotantona valmistettavan rakenteen laadunvalvontakokeena voidaan käyttää murtotilaan saakka kuormittamista. Rakenteen kuormituksessa ja kelpoisuuden arvioinnissa käytetään tällöin samoja periaatteita kuin kokeellisessa mitoituksessa.

Erikoistapauksessa voidaan murtotilaan kuormittamista käyttää myös valmiiden paikallavalmistettujen tai elementteistä koottujen rakenteiden kelpoisuuden tarkistamisessa silloin, kun samanlaisia rakenteita on paljon ja niiden murtovarmuuden arviointia varten katsotaan välttämättömäksi kuormittaa niistä yksi tai useampia murtotilaan saakka.

2.5 Rakenteelliset ohjeet

2.5.1 RAUDOITUS

2.5.1.1 Raudoituksen suunnittelu

Rakenteen raudoitus suunnitellaan betonipeitteen nimellisarvoa käyttäen. Piirustuksiin merkitään betonipeitteen nimellisarvo ja sen sallittu mittapoikkeama. Betonipeitteen nimellisarvo saadaan kun vähimmäisarvoon lisätään sallittu mittapoikkeama, joka yleensä on 10 mm. Betonipeitteen vähimmäisarvo on esitetty taulukossa 2.17. Rakenteesta mitattuna betonipeitteen on oltava vähintään vähimmäisarvon suuruinen.

Betonipeitteen vähimmäisarvoon voidaan tehdä yksi 5 mm:n vähennys, jos standardin SFS-EN 206-1 kansallisen liitteen taulukon F.1-(FI) mukaista lujuusluokkaa korotetaan vähintään 10 MN/m². Vähennystä ei kuitenkaan saa tehdä rasitusluokissa X0 ja XC 1.

Selostus: Betonipeitteen vähimmäisarvo voidaan määrittää myös julkaisun BY 50 mukaisella käyttöikämitoituksella.

Elementtien valmistaja voi elementtityypeittäin käyttää pienempää sallittua mittapoikkeamaa kuin 10 mm, jos se varmennetun tehtaan sisäisen laadunhallintajärjestelmän mukaan on perusteltua. Pienempää mittapoikkeamaa kuin 5 mm ei kuitenkaan saa käyttää.

Betonipeitteen vähimmäisarvon tulee lisäksi olla vähintään ankuroitavan tangon halkaisijan suuruinen tai puolet suojaputken halkaisijasta.

Maata vasten valettaessa betonipeitteen nimellisarvon tulee olla vähintään 50 mm.

TAULUKKO 2.17

Betonipeitteen (betoniraudoitus/korroosioherkkä raudoitus) vähimmäisarvo (nimellisarvo - sallittu mittapoikkeama) [mm] eri rasitusluokissa. Vaatimukset eivät koske B600KX raudoitusta.

X0		
10/10		
XC 1	XC 2	XC 3, XC 4
10/20	20/30	25/35
XS 1, XD 1	XS 2, XD 2	XS 3, XD 3
30/40	35/45	40/50

Tankojen keskinäisen välin tulee olla näiden ohjeiden kohdan 4.2.3.2 (Raudoituksen valmistus ja asennus) mukainen.

Tankojen taivutussäteet on annettu taulukossa 4.1 ja jänteiden vastaavasti käyttöselosteissa. Pienempiä taivutussäteitä voidaan betoniterästangoilla käyttää, jos taivutussäde r täyttää ehdon

$$r \geq \left(\frac{\sigma_s}{f_{yd}} \frac{f_{yk}}{27 f_{ctk}} - 2,0 \right) \emptyset \quad (2.84)$$

missä

σ_s = tangon tai jänteen jännitys murtorajatilassa,

Taivutussäde r ei saa koskaan olla pienempi kuin kyseisen teräslaadun standardin taivutuskokeen mukainen arvo kaksinkertaisena.

Jos jänteitä niputetaan, tutkitaan pienin kaarevuussäde tai kulmanmuutos ja päällekkäisten jänteiden vapaa väli siten, että jänteen betoniin aiheuttama kaarevuussäteen suuntainen puristusvoima ei ylitä betonin puristus- tai halkaisukapasiteettia.

2.5.1.2 Raudoituksen katkaisukohtat

Rakenteen raudoituksen vetovoima tarkasteltavassa kohdassa on taivutusmomentin ja mahdollisen normaaliavoiman aiheuttaman vetovoiman sekä leikkausvoiman aiheuttaman lisäyksen ΔN_s summa. ΔN_s laskeaan kaavasta

$$\Delta N_s \geq k_a V_d \quad (2.85)$$

missä

k_a = 1,5 leikkausraudoittamattomissa rakenteissa

k_a = 1,0 leikkausraudoitetuissa rakenteissa.

Leikkausraudoitetuissa rakenteissa kertoimen k_a suuruus saadaan laskea myös kaavasta

$$k_a = \frac{1}{2} \frac{V_d}{V_s} (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \leq 1,0 \quad (2.86)$$

missä

α on leikkausraudoituksen ja rakenteen pituus-akselin välinen kulma.

Tankojen vetovoimia ei kuitenkaan tarvitse otaksua taivutusmomentin kannalta määräävissä leikkauksissa esiintyviä arvoja suuremmiksi (kuva 2.29).

Kenttäraudoitus ankkuroidaan vapaille tuille vähintään voimalle $k_a \cdot V_d$. Ankkurointipituus lasketaan tuen reunasta alkaen. Kiinnitetyillä tuilla käytetään kenttäraudoituksen ankkurointipituutena vähintään arvoa $10 \varnothing$ tuen reunasta lukien.

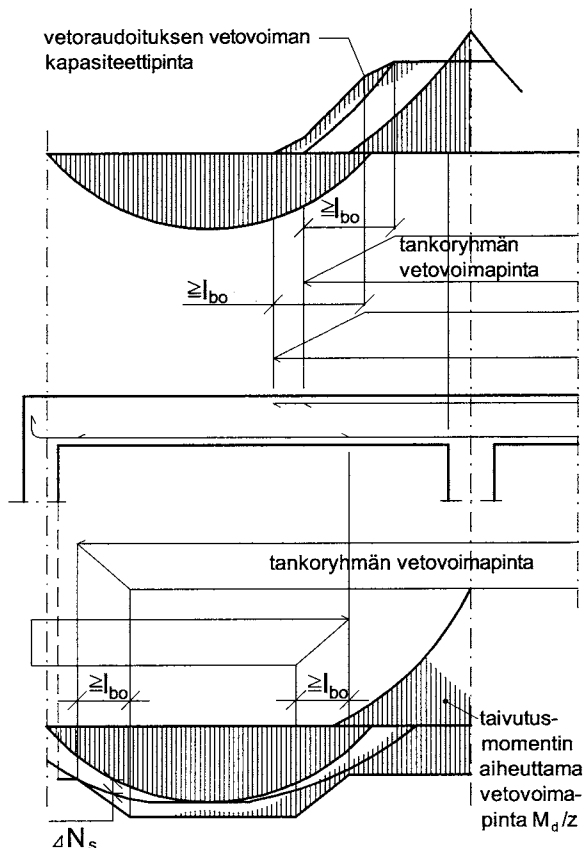
Ankkurointipituuden perusarvo l_{b0} lasketaan kaavasta

$$l_{b0} = 0,25 \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \varnothing \quad (2.87)$$

missä

k_b on tartuntakerroin (taulukot 2.11 ja 2.13).

Raudoituksen vetovoiman saa ankkurointipituuden matkalla olettaa kasvavan lineaarisesti nolasta suunnitteluarvoonsa (kuva 2.29). Jänneraudoituksen l_{b0} lasketaan kohdan 2.2.6.8 mukaisesti.



Kuva 2.29

Raudoituksen katkaisukohdat

Kohdassa 2.5.2 annetaan lisäohjeita raudoituksen katkaisukohdista eräissä rakenneosissa.

Rakenteiden taitteissa, kaarevissa pinnoissa ja raudoituksen taivutusalueella järjestetään raudoitus siten, ettei rakenteen sisäisten veto- tai puristusvoimien suuntien muuttumisesta aiheudu betonin lohkeamisvaaraa. Tarvittaessa tulee lohkeamisen estämiseksi käyttää erillistä poikkitausraudoitusta.

Raudoitus on tuella ankkuroitava siten, että tukipuristus ei aiheuta lohkeamisvaaraa. Tarvittaessa käytetään lisäraudoitusta.

2.5.2 RAKENNEOSAT

2.5.2.1 Yleistä

Tässä kohdassa annetaan eräitä tavanomaisia rakenteita koskevia ohjeita. Ohjeita tulee tarvittaessa soveltaa myös muunlaisiin rakenteisiin.

Rakenneosien poikkileikkausmitat ja raudoituskoot valitaan valmistusmenetelmät huomioon ottaen riittävän suuriksi. Pieniä poikkileikkausmittoja, halkaisijaltaan pieniä tankoja ja tiheää raudoitusta käytettäessä on kelvoinen työmenetelmä selvitettävä ja ohjeet ilmoitettava työselityksessä ja piirustuksissa.

Rakenteiden vapaisiksi otaksuttuihin tukiin, joihin todellisuudessa voi syntyä kiinnitystä, on tarvittaessa asetettava raudoitus. Ellei kiinnitystarkemmin tutkita, käytetään raudoitusta, jonka määrä on 25 % suurimman kenttämomentin kohdalla olevasta. Jos raudoitusta ei käytetä, on varmistuttava siitä, että rakenteella on riittävä muodonmuutoskyky ja että siirtymistä ja halkeilusta ei ole haittaa rakenteiden toiminnalle.

2.5.2.2 Laatat

Laattojen ja muiden 2-ulotteisten taivutettujen rakenteiden suunnittelussa noudatetaan seuraavia ohjeita:

- Raudoituksen tulee olla kentissä suurimpien momenttien kohdalla sekä ulokkeiden tuilla vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.88)$$

- Jos käytetään teräksestä B500K tai B700K valmistettua raudoitusta, jossa tankojen paksaus on alle 10 mm, tulee raudoitusta olla vähintään 1,5 kertaa kaavasta 2.88 laskettu määrä.

Jos käytetään raudoitusta, joka antaa taivutusmurtoa vastaan 1,2-kertaisen varmuuden normaaliin murtorajatilamitoitukseen nähden, riittää raudoitukseksi 1,5 kertaista kaavasta

2.88 laskettua määrää pienempi raudoitusmäärä, joka on kuitenkin vähintään 1,2 kertaa kaavasta 2.88 laskettu määrä.

Tämä lisävaatimus ei kuitenkaan koske enintään 100 mm:n paksuisia sekundäärisiä rakenteita.

- Tankojen väli saa suurimpien momenttien kohdalla olla enintään kolme kertaa laatan paksuus, kuitenkin enintään 400 mm. Pienempää väliä kuin 150 mm ei tarvitse käyttää.
- Laattojen reuna-alueilla tankojen väli saa olla enintään neljä kertaa laatan paksuus, kuitenkin enintään 600 mm.
 - Laatan reuna-alueella tarkoitetaan tuetun reunan viereistä aluetta jonka leveys on enintään 25 % laatan lyhyemmästä sivumitasta.
- Kenttäraudoituksesta tulee viedä tuille vähintään 30 %.
- Keskitettyjen kuormien kuten pistekuormien jakautuminen yhteen suuntaan raudoitettun laatan poikittaissuunnassa varmistetaan ja halkeilua rajoitetaan jakoraudoituksen avulla tarpeen mukaan.
- Laatan lävistystä ottava leikkausraudoitus jaetaan tasaisesti läpileikkautuvan kartion pinnan alueella (2.2.2.7 Laatan lävistys).
- Leikkausraudoitettujen laattojen leikkausraudoituksen sijoituksen suhteen noudatetaan kohdassa 2.5.2.3 (Palkit) annettuja ohjeita.

2.5.2.3 Palkit

Palkkien ja muiden 1-ulotteisten taivutettujen rakenteiden suunnittelussa noudatetaan seuraavia ohjeita:

- Pääraudoitusta tulee olla kentissä suurimpien momenttien kohdalla sekä ulokkeiden tuilla vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,5 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.90)$$

Minimiraudoitusvaatimusta ei kuitenkaan sovelleta korkeisiin palkkeihin

$$\left(\frac{L}{d} < 3\right)$$

Betonipoikkileikkauksen pinta-alaan laskeetaan kentissä uuman lisäksi vedetyt laipat.

- Betoniterästankojen väli saa suurimpien kenttämomenttien kohdalla sekä jatkuvilla ja kiinnitetyillä tuilla olla enintään 300 mm. Tankojen halkaisijan tulee olla vähintään 8 mm.
- Kenttäraudoituksesta tulee viedä tuille vähintään 30 %, kuitenkin vähintään kaksi tankoa, jos palkin leveys on suurempi kuin 120 mm.

Taivutetun korkean palkin ($\frac{L}{d} < 3$) koko

kenttäraudoitus ankkuroidaan tuille.

- Teräsbetonipalkkien leikkausraudoitus tulee ankkuroida pääraudoituksen tasoon. Hakoja leikkausraudoituksena käytettäessä ankkurointi saadaan aikaan ympäröimällä niillä pääraudoitus. Leikkausraudoitusta ei tarvita alueella, jossa betonin leikkaus- ja vääntökapasiteetti täyttävät ehdon

$$\frac{V_d}{V_{c0}} + \frac{T_d}{T_c} \leq 1,0 \quad (2.91)$$

Jos kaavan 2.91 ehto ei ole voimassa, tulee leikkausraudoituksen teräspinta-alan suhteen uuman vaakaleikkauksen pinta-alaan olla vähintään

$$\frac{A_{sv}}{A_c} = 0,2 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.92a)$$

- Leikkausraudoitustankojen väli saa palkin pituussuunnassa olla enintään 0,7 d, kuitenkin enintään 400 mm ja poikkisuunnassa enintään d, kuitenkin enintään 600 mm. Vääntöraudoitetuissa palkeissa on hakojen oltava pystysuoria umpihakoja (kuva 2.17) ja hakaväli saa olla enintään 300.
- Päätangot, joita käytetään hyväksi puristusraudoituksena, tulee sitoa haoilla kohdan 2.5.2.4 (Pilarit) mukaisesti.
- Palkeissa, joiden korkeus on suurempi kuin 800 mm ja laskennallisesti tarvittava pääteräsmäärä $\geq 400 \text{ mm}^2$, sijoitetaan uuman vedettyjen osien kumpaankin pintaan enintään 300 mm:n jaolla pituussuuntainen raudoitus. Tämän raudoituksen pinta-alan osuuden uuman vedetystä poikkileikkauksalasta tulee molempien pintojen raudoitus yhteenlaskettuna olla vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,12 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.92b)$$

2.5.2.4 Pilarit

Pilarien ja muiden 1-ulotteisten puristettujen tai vedettyjen rakenteiden suunnittelussa noudatetaan seuraavia ohjeita:

- Raudoittamattoman pilarin sivumitan tulee olla vähintään 200 mm.
- Raudoitettun pilarin poikkileikkauksalan tulee olla vähintään 28000 mm^2 ja pienimmän sivumitan 150 mm. Elementtipilarin pienin sivumitta saa olla 140 mm ja poikkileikkauksala 22000 mm^2 . Yksikerroksisen rakennuksen elementtipilarin pienin sivumitta saa olla 100 mm.

- Pääraudoituksen pinta-alan osuuden betoni-poikkileikkauksen tarpeellisen kapasiteetin mukaisesta pinta-alasta tulee olla vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 1,5 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.93)$$
- Vähimmäisteräsala jaetaan tasaisesti poikkileikkaukseen. Ainakin jokaisessa pilarin nurkassa tai taitteessa tulee olla betoniterästanko. Pyöreissä pilareissa tulee olla vähintään 6 betoniterästankoa.
- Päätankojen väli saa olla enintään kaksi kertaa pienin sivumitta tai 300 mm. Pilareissa, joiden sivumitta on enintään 480 mm, riittävät kuitenkin nurkkiin asetetut tangot. Päätankojen halkaisijan tulee olla vähintään 12 mm, hitsaamalla kootuissa raudoitteissa kuitenkin 8 mm. Yksikerroksisessa rakennuksessa enintään kolmen metrin korkuisen pilarin päätankojen halkaisija saa olla 10 mm.
- Betoniterästankojen pinta-alan osuus betoni-poikkileikkauksen pinta-alasta saa yleensä olla enintään 6 %.
- Puristettu pääraudoitus sidotaan irtohaoilla, hitsatuilla sidetangoilla tai jatkuvilla kierrehaoilla, joiden halkaisijoista ja väleistä noudatetaan seuraavia ohjeita:
 - Irtohakojen halkaisija on vähintään 0,25 kertaa ja väli enintään 15 kertaa päätankojen halkaisija. Haan katsotaan sitovan ne päätangot, joiden etäisyys haan nurkasta on enintään 20 kertaa haan halkaisija. Muut päätangot, joita on käytetty hyväksi puristusraudoituksena, sidotaan välihaoilla, joiden väli saa olla enintään kaksi kertaa päähakojen väli.
 - Jatkuvan kierrehaan halkaisija yksittäisiä päätankoja käytettäessä on vähintään 5 mm, jos hakaraudoituksen kokonaispinta-ala on vähintään irtohaoista annettujen ohjeiden mukainen määrä. Kokonaispinta-alaltaan enintään 2 Ø 25 mm nippua vastaavia niputettuja päätankoja käytettäessä on jatkuvan kierrehaan halkaisija vähintään 6 mm ja kierrehakaraudoituksen kokonaispinta-ala vähintään irtohaoista annettujen ohjeiden mukainen määrä. Jos kuitenkin kierrehakojen kokonaispinta-ala on vähintään 1,6 kertaa yo. vaatimus, saa kierrehaan halkaisija olla 5 mm edellä mainittuja päätankonippuja käytettäessä.
 - Hitsattuja sidetankoja tai muita hakoja käytettäessä selvitetään hakakoko ja -jako erikseen.

2.5.2.5 Seinät

Seinien ja muiden 2-ulotteisten puristettujen tai vedettyjen rakenteiden suunnittelussa noudatetaan seuraavia ohjeita:

- Kantavan seinän vähimmäispaksuudet ovat:
 - 120 mm, kuitenkin enintään kaksikerroksisessa rakennuksessa raudoittamattoman seinän paksuus saa olla 80 mm.
 - Raudoitettuna elementtiseinä enintään kaksikerroksisessa rakennuksessa 80 mm.
 - Kerroksellisen elementtiseinän sisäkuoren paksuus saa olla 60 mm enintään kaksikerroksisessa rakennuksessa, jos elementin kuorien yhteistoiminnalla siirretään joko pelkästään kuorien tasoa vastaan kohtisuorat voimat tai lisäksi kuorien väliset leikkausvoimat.
- Jos pystytangot otetaan mitoituksessa huomioon puristusraudoituksena:
 - Raudoitusta tulee olla seinän molemmissa pinnoissa sekä pysty- että vaakasuunnassa betoni-poikkileikkauksen tarpeellisen kapasiteetin mukaisesta pinta-alasta vähintään

$$\frac{A_s}{A_c} = 0,25 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.94)$$
 - Sekä pysty- että vaakatangojen väli saa olla enintään 300 mm.
 - Vaakatankojen halkaisijan on oltava vähintään 0,5 kertaa ja välin enintään 30 kertaa pystytankojen halkaisija.
- Kerroksellisen rakenteen, jossa on vettä sitovat lämmöneristeet, ulkokuoren tulee olla tuuletettu. Tuuletuksen tulee toimia myös aukkojen ja saumojen kohdilla. Kerroksellisen elementtiseinän ulkokuoren paksuuden tulee olla vähintään 70 mm.

2.5.2.6 Muut rakenneosat

Rakenneosien raudoitus suunnitellaan edellä annettuja ohjeita soveltaen.

Yhdistettyjen levymäisten rakenneosien (kuten kotelopalkkien uuman ja laippojen) välisissä leikkauksissa tulee olla poikittaista raudoitusta, jonka suhteellinen teräspinta-ala on vähintään

$$\frac{A_{svf}}{A_c} = 0,17 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.95)$$

2.6 Erityisohjeet

2.6.1 ELEMENTTIRAKENTEET

2.6.1.1 Yleistä

Suunnitelmissa osoitetaan rakenteen ja sen osien vakaavuus rakennusaikana ja valmiina rakenteena. Rakentamista varten tehdään elementtien asennussuunnitelma, jonka rakenteiden pääsuunnitelija osaltaan on hyväksynyt. Suunnitelman tulee sisältää kohdassa 4.2.5.2 esitetyt tiedot.

Elementtien kiepahdus tarkistetaan kohdan 2.2.5.6 (Palkin kiepahdus) mukaisesti.

Elementtilaastossa laattojen tason suuntaiset vaakavoimat siirretään jäykistävälle rakenteille esimerkiksi laataston reunalla kiertävällä raudoituksella tai elementin sisäisellä elementistä toiseen jatkuvalla laataston kiertävällä raudoituksella, jonka kapasiteetti on vähintään 45 kN.

Ontelolaatan tukeutuessa palkkiin on palkin ja ontelolaataston yhteitoiminnasta syntyvä lisärasitus otettava huomioon ontelolaatan leikkauskapasiteettia laskettaessa.

2.6.1.2 Liitokset

2.6.1.2.1 Yleistä

Liitokset mitoitetaan kaikille niissä esiintyvillä voimille. Kohdissa 2.6.1.2.2...2.6.1.2.4 käsitellyissä poikkeuksellisissa tapauksissa kuormien ja materiaalien osavarmuuskertoimina voidaan käyttää arvoa 1,0.

Elementin tukipinnat suunnitellaan siten, että ne kestävät lohkeamatta tukipinnassa vaikuttavat kitkavoimat.

2.6.1.2.2 Jatkuvan sortuman rajoittaminen

Liitokset suunnitellaan niin, ettei kantavan rakenteen vaurioitumisesta tai elementin putoamisesta johtuva paikallinen sortuma-alue laajene.

Ellei tarkempia selvityksiä tehdä, jatkuvan sortuman voidaan katsoa tulevan rajoitetuksi, jos yhden rakennosan sortuminen ei johda jatkuvaan sortumaan tai elementti liitetään muuhun kantavaan rakenteeseen (tukeen tai kenttään) liitoksella, jonka raudoituksen kapasiteetin tulee olla:

- Laattaelementillä, laatan jännevälän suunnassa tukireaktion ominaisarvon suuruinen, kuitenkin vähintään 20 kN/m laatan leveysmetriä kohti.
- Palkkielementillä palkin suunnassa molemmissa päissä 20 % palkin tukireaktion omi-

naisarvosta, kuitenkin vähintään 20 kN/m palkin pituusmetriä kohti.

- Kantavalla ja jäykistävällä seinäelementillä seinän tasossa, pysty- ja vaakasuunnassa 20 % yhdeltä kerrokselta tulevien kuormien ja seinäelementin painon ominaisarvosta, kuitenkin vähintään 20 kN/m seinän pituusmetriä kohden. Yhtä elementtiä kohden ei kuitenkaan tarvitse käyttää suurempaa arvoa kuin 100 kN pysty- eikä 150 kN vaakasuunnassa. Seinäelementti tulee kiinnittää myös seinän tasoa vastaan kohtisuoralle voimalle, jonka suuruus on 20 kN/m seinän pituusmetriä kohden mutta suurempaa arvoa kuin 150 kN ei kuitenkaan tarvitse käyttää.
- Pilari-pilariliitoksessa vaaka- ja pystysuunnassa 20 % pystykuormasta.
- Yksittäisen laatta-, palkki- ja pilari-pilariliitoksen kapasiteetin ei tarvitse olla suurempi kuin 150 kN.

2.6.1.2.3 Elementin putoamisen estäminen

Elementin tukipinnoissa vaikuttavan kitkan suuruuden vaihtelun seurauksena elementin kosteusliikkeestä, virumasta ja lämpötilan muutoksista aiheutuvat liikkeet voivat tapahtua toispuolisesti. Liitos tulee suunnitella niin, että elementin putoaminen tuelta on estetty.

Liitoksen mitoitusperusteeksi voidaan ottaa voima, joka vastaa elementtien tukipintojen kitkavoimien oletettua suurinta erotusta. Ellei tarkempia selvityksiä tehdä, liitospintojen kitkakertoimien erotuksen arvoksi tulee valita vähintään

- $k = 0,2$, kun liitoksessa on kuminen taseuslevy, kumilevylaakeri ta vastaava
- $k = 0,3$, kun molemmat liitospinnat ovat terästä
- $k = 0,4$, kun liitospinnassa on teräs betonipintaa vasten
- $k = 0,5$ muissa tapauksissa.

Liitos mitoitetaan tuettavan elementin suuntaiselle voimalle

$$F_d = k R_k \geq 30 \text{ kN} \quad (2.96)$$

missä

- R_k on elementin tukipinnan normaalivoiman (tukireaktion) ominaisarvo
- k on liitospintojen kitkakertoimien erotus.

Elementtiä ei tarvitse kiinnittää putoamisen estämiseksi suuremmalle voimalle kuin mitä tukena toimiva rakenneseosa kestää normaalin murtoilamitoituksen perusteella.

Ei-kantava seinäelementti kiinnitetään ylä- ja alapuoliseen tai viereiseen kantavaan rakenteeseen vaakasuun-

taiselle voimalle, jonka laskenta-arvo on vähintään 2 kN/m seinän pituusmetriä kohden, elleivät muut syyt vaadi suurempaa voimaa.

2.6.1.2.4 Törmäykselle alttiit rakenteet

Liitokset mitoitetaan myös elementteihin kohdistuville törmäyskuormille.

2.6.1.3 Tukipinnat

Toisiinsa tukeutuvat rakennneosat suunnitellaan siten, että niillä edellytetyjen toleranssien puitteissa on riittävät kapasiteetit.

Ilman jälkivalua liitettävät rakenteet tuetaan tasauslevyillä tai vastaavilla, jotka sallivat tarpeelliset kulmanmuutokset ja vaakaliikkeet, ja ne suunnitellaan siten, että tasauslevyn etäisyydet tuen ja elementin reunoista ovat riittävän suuret.

Tukipinnan leveyden, sallitut mittapoikkeamat vähennettyinä, tulee olla vähintään 40 mm.

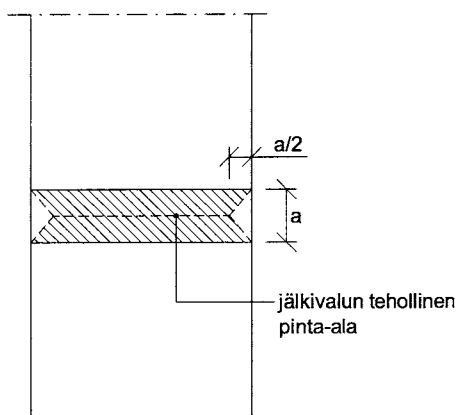
2.6.1.4 Jälkivalettavat vaakasaumat

Jälkivalettavan vaakasauman tulee olla vähintään 20 mm paksu. Jos laasti levitetään ennen asennusta, tulee käyttää vähintään 10 mm paksua laastikerrosta.

Liitoksen laastin puristuskapasiteettia ei tarvitse osoittaa, jos seuraavat ehdot ovat voimassa:

- saumaustaastin lujuus on vähintään 70 % liittyvässä rakenteessa tarvittavasta betonin lujuudesta
- sauman leveyden suhde korkeuteen on vähintään 5,0 ja sauman korkeus enintään 50 mm lukuunottamatta suuria pilareita, joissa se voi olla enintään 70 mm.

Muussa tapauksessa liitoksen pinta-ala kasvaa kuvan 2.30 mukaisen tehollisen pinta-alan mukaan.



Kuva 2.30 Jälkivaletun liitoksen tehollinen pinta-ala

Jos jälkivalu jatkuu liitoksen sivustoille, saadaan koko pinta-ala laskea teholliseksi.

2.6.1.5 Elementtien nostolenkit ja nostoankkurit

Elementin nostolenkin ja nostoankkurin sekä sen kiinnityksen laskentakuormana käytetään kuormaa, jonka suuruus on vähintään elementin painosta aiheutuva kuorma nelinkertaisena. Kuormituksen epätasainen jakautuminen elementtiä nostettaessa sekä käytettävä nostotapa on otettava huomioon.

Nostolenkkiä ja nostoankkuria mitoitettaessa tarkistetaan eri käsittelyvaiheissa vaadittavat kapasiteetit. Kapasiteetteja laskettaessa materiaalien laskentalujuuksina käytetään niiden murtolujuuksia.

2.6.2 JÄNNITETYT RAKENTEET

Jännitettyjen rakenteiden betonin nimellislujuuden tulee olla vähintään K30.

Näissä ohjeissa käsitellään jänteitä, joilla teräksen ja betonin välille aikaansaadaan tartunta.

Tartunnattomien ja rakenteen ulkopuolisten jänteiden käytön tulee perustua yleisesti hyväksytyihin rakenteiden suunnittelu- ja valmistusmenetelmiin.

Selostus: Ohjeita tartunnattomista jänteistä on esitetty julkaisussa BY 27.

Teräksen jännitys ei saa heti jännittämistyön päätyttyä ylittää kumpaakaan seuraavista arvoista

$$\sigma_{p0} = \begin{cases} 0,75 f_{puk} \\ 0,85 f_{p0,2k} \end{cases} \quad (2.97)$$

Jännittämistyön aikana saa teräksen jännitys hetkelisest nouta alempaan seuraavista arvoista

$$\sigma_{p0, \max} = \begin{cases} 0,80 f_{puk} \\ 0,90 f_{p0,2k} \end{cases} \quad (2.98)$$

Käytetty jännitelmä saattaa eräissä tapauksissa rajoittaa teräksen jännitystä.

Rakenteen kapasiteetit jännittämishetkellä tarkastetaan murtorajatilassa käyttäen betonin sen hetkistä laskentalujuutta.

RAKENTEIDEN SUUNNITTELU SALLITTUJA JÄNNITYKSIÄ KÄYTTÄEN

Näissä ohjeissa ei esitetä sallittuihin jännityksiin perustuvaa kantavien rakenteiden mitoitusjärjestelmää, vaan rakenteet mitoitetaan rajatilamitoitusta käyttäen kohdan 2 mukaisesti.

RAKENTEIDEN VALMISTUS

4.1 Materiaalit

4.1.1 BETONI

4.1.1.1 Yleistä

Betonin osa-aineiden, betonimassan ja kovettuneen betonin tulee täyttää standardissa SFS-EN 206-1 asetetut vaatimukset ottaen huomioon sen kansallisessa liitteessä annetut lisäohjeet.

Kiviaineksen suurin raekoko saa olla enintään 40 % rakenteen paksuudesta ottaen lisäksi huomioon raudoituksen asettamat vaatimukset.

4.1.1.2 Injektointilaasti

Injektointilaasti on veden ja sementin tai veden, sementin ja lisäaineen seos. Injektointilaastissa saadaan käyttää kiviaineksenä filleriä ja hiekkaa vain riittävän tilavissa injektointikohteissa. Laastin notkeuden tulee olla käytettävän työtavan edellyttämä.

Laastin osa-aineita ja niiden ominaisuuksia koskevat standardin SFS-EN 206-1 ja sen kansallisen liitteen mukaiset vaatimukset soveltuvin osin.

Vesisementtisuhteen on yleensä oltava noin 0,45. Laastin vedenerottuminen saa olla enintään 3 tilavuusprosenttia. Laastin tilavuus saa pienentyä enintään 2 % ja kasvaa korkeintaan 10 %.

Kovettuneella laastilla tulee olla suunnitelmien mukaiset ominaisuudet.

4.1.1.3 Erikoislaastit ja betonit

Erikoislaastit ja betonit ovat kantaviin tai säänkestävyyttä edellyttäviin rakenteisiin tarkoitettuja valmislaasteja ja betoneita, joihin työmaalla lisätään vain vesi. Erikoislaasteihin ja betoneihin luetaan myös saumaustaastit ja korjaustaastit, joilta edellytetään säänkestävyyttä.

Erikoislaastien ja -betonien osa-aineita koskevat standardissa SFS-EN 206-1 ja sen kansallisessa liitteessä esitetyt vaatimukset. Kovettuneella laastilla ja betonilla tulee olla suunnitelmien mukaiset lujuus-, säilyvyys- ja muut ominaisuudet.

Erikoislaastien ja -betonien ominaisuuksista, elleivät ne ole CE-merkittyjä, tulee olla hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtyihin kokeisiin perustuva selvitys. Erikoislaastien ja -betonien valmistuspaikalla tulee olla tehtyihin selvityksiin perustuva varmennettu käyttöseloste.

4.1.2 TERÄS

4.1.2.1 Yleistä

Jos raudoitus on otettu huomioon kapasiteettia laskettaessa, katsotaan sen olevan korroosioherkkää, kun halkaisija on enintään 4 mm tai kun käytetään kylmämuokattuja teräksiä, joiden pitkäaikainen jännitys käyttötilassa on yli 400 N/mm².

4.1.2.2 Betoniteräs

Raudoitteet valmistetaan käyttäen voimassa olevien SFS-standardien mukaisia teräslaatuja ja hitsausliitoksia.

Muita teräslaatuja voidaan käyttää, jos on hankittu ennakoita valtion teknillisen tutkimuskeskuksen lausunto niiden soveltuvuudesta käytettäväksi betonirauoituksena.

4.1.2.3 Jänneteräs

Jänneterästen ominaisuuksista ja niiden käyttöön liittyvistä seikoista tulee olla riittävät ennakkoselvitykset jänneteräksiä koskevan varmennetun käyttöselosteen muodossa.

4.1.2.4 Kuormia siirtävät metalliosat, nostoankkurit ja nostolenkit

Betonirakenteisiin tulevista jatkuvassa tuotannossa olevista metalliosista, joita käytetään siirtämään kuormia rakenteessa tai nostoankkurina elementtiä nostettaessa tai siirrettäessä, tulee olla niiden ominaisuuksia koskevat ennakkoselvitykset varmennetun käyttöselosteen muodossa. Muiden kuormia siirtävien tai nostoankkurina käytettävien metalliosien ominaisuudet selvitetään kyseessä olevien materiaalien mitoituseriaatteisiin perustuvilla laskelmilla tai kokeiden perusteella.

Pyörötankonostolenkit tehdään teräslaadusta S235JRG2, S235J0, S235J2G3 tai S235J2G4 (SFS-EN 10025). Nostolenkit saadaan tehdä myös muusta teräslaadusta, jos niiden varmuudesta on hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtyihin kokeisiin perustuva selvitys.

Hitsattavissa kiinnikkeissä kiinnitetään erityistä huomiota käytettävien metallien hitsattavuuteen. Nostolenkkien taivutettuja osia tai nostossa taipumiselle alttiita kohtia ei saa hitsata. Käytettäessä nostolenkkejä hyvin kylmissä olosuhteissa (alle -25°C), on erikseen varmistettava vaaditun varmuuden saavuttaminen.

Nostolenkkejä, jotka voivat aiheuttaa lohkeilua tai korroosiovaaraa, ei saa sijoittaa ulkokuoreen. Teräs- ja muut metalliosat, nostoankkurit ja nostolenkit, joiden betonipeite ei täytä vaatimuksia tai jotka ovat muuten alttiina korroosiolle, on luotettavasti suojattava korroosiota vastaan. Rasitusluokissa XC 3, XC 4, XS 2, XS 3, XD 2 ja XD 3 tällaiset osat tehdään korroosionkestävästä aineesta. Rasitusluokissa XC 3, XC 4, XS 2 ja XD 2 saadaan kuitenkin teräsosat tehdä korroosiota vastaan suojatusta tavallisesta teräksestä, jos niiden suojaus voidaan pitää kunnossa. Kerroksellisten ulkoseinäelementtien ansaiden ulkokuoren parre tulee tehdä samasta aineesta kuin diagonaali.

Kylmänä muokatusta metallista valmistettujen osien lujuutena pidetään tämän kohdan tarkoittamassa käytössä niiden hehkutuksen jälkeistä lujuutta.

4.1.3 ELEMENTTIEN SAUMAUSAINEEET

Elementtijulkisivuissa käytettävien saumaussmassojen ja nauhojen ominaisuuksista tulee olla hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtyihin kokeisiin perustuva ennakkoselvitys. Työmalla tulee olla tehtyihin selvityksiin perustuva varmennettu käyttöseloste.

4.2 Työnsuoritus

4.2.1 YLEISTÄ

Työnsuoritukseen luetaan kaikki ne työvaiheet, jotka ovat tarpeen näissä ohjeissa tarkoitettujen rakenteiden ja rakenneosien valmistamiseksi. Betonityönjohtaja johtaa työnsuoritusta.

Betonityönjohtajan on oleellisten työvaiheiden, etenkin betonoinnin aikana oltava paikalla. Jos 1- tai 2-luokan betonityönjohtaja hetkellisesti joutuu poistumaan paikalta, tulee hänen tilallaan olla vähintään 2-luokan betonityönjohtaja. Betonin valmistuksen aikana on paikalla oltava prosessinohjaaja, jolla on riittäviksi katsottavat betonin valmistusta ja ominaisuuksia koskevat tiedot. Ympäristöministeriön hyväksymälle toimielimelle ilmoitetaan, kuka toimii betonin valmistuksesta vastaavana henkilönä ja ketkä toimivat prosessinohjaajina.

Valmisbetonin valmistuksesta vastaavalla henkilöllä tulee olla valmistettavan betonin rakenneluokan mukainen pätevyys. Valmistuksesta vastaavan henkilön tulee omata riittävät tiedot betonin suhteituksesta, kovettuneen betonin ominaisuuksista ja valinnasta sekä riittävä käytännön kokemus.

1-luokan ja 2-luokan betonin valmistuksessa työmaalla sekä aina valmisbetonilaitoksissa tulee olla betoniteknologiaan riittävästi perehtynyt betonilaborantti valmistuspaikalla suoritettavia laboratoriotehtäviä varten.

Rakennuspaikalla betonimassalle tai valmiille rakenteelle tehtävien kokeiden suorittajan tulee olla näytteenottoon ja tarvittaviin kokeisiin nähden riittävän pätevä henkilö. Tämä koskee myös betoniauton kuljettajaa, jos hän tekee esim. ilmapitoisuuden tai muun ominaisuuden määrittäviä tai betoniin sekoitetaan lisäaineita työmaalla.

Betonipumpun hoitajalla tulee olla riittävät betonin ominaisuuksia ja nostolaitteiden käsittelyä koskevat tiedot.

4.2.2 MUOTIT JA NIIDEN TUKIRAKENTEET

Muottien tulee olla niin tiiviit, etteivät betonin hienot osa-aineet ja vesi pääse haitallisessa määrin vuotamaan muotista.

Muottien ja niiden tukirakenteiden tulee olla sellaiset, ettei niissä betonoinnin ja betonin kovettumisen aikana tapahdu haitallisia muodonmuutoksia ja että rakenne saa sallittujen mittapoikkeamien (kohta 4.2.7) rajoissa suunnitelmissa esitetyn muodon.

Muoteissa ei saa olla eikä niiden pintakäsittelyssä saa käyttää materiaaleja, jotka haitallisessa määrin vaikuttavat betonin, teräksen tai rakenteen ominaisuuksia heikentävästi.

Muotteja ja tukirakenteta varten laaditaan suunnitelma, ellei käytetä yleisesti hyväksi tunnettuja muottija tukirakennearjestelmiä, jolloin noudatetaan niihin liittyviä ohjeita.

Suunnitelmaa laadittaessa otetaan huomioon myös työnsuorituksen aiheuttamat kuormitukset, kuten kaluston ja betonimassan aiheuttamat sysäykset sekä betonoinnissa esiintyvät vaakasuorat kuormitukset, joita syntyy esimerkiksi betonoinnissa kaltevia rakenteita.

Tukirakenteet saa purkaa, kun luotettavasti on todettu betonin kovettuneen niin paljon, että rakenteet mahdollisine varatukineen kestävät niille tulevat rasitukset ja ettei niihin synny liian suuria muodonmuutoksia. Betonin lujuuden tulee olla vähintään 60 % nimellisuudesta, ellei piirustuksissa ole toisin esitetty tai ellei muuta erillistä selvitystä ole tehty.

Muottien ei-kantavat osat saadaan tarvittaessa purkaa, kun betoni on saavuttanut 5 MN/m^2 keskimääräisen puristuslujuuden. Erikoismenetelmiä käytettäessä muotit voidaan poistaa jo aikaisemmin edellyttäen, ettei rakenne tai betoni vahingoitu.

4.2.3 RAUDOITUSTYÖT

4.2.3.1 Yleistä

Raudoitteita tulee käsitellä siten, ettei niihin synny pysyviä muodonmuutoksia.

Betoniterästangot ja raudoitteet on varastoitava siten, etteivät ne joudu syövyttävien aineiden tai muiden haitallisten vaikutusten alaisiksi.

Raudoitus ei saa olla niin ruostunutta, että ruosteisuus vaikuttaa haitallisesti sen lujuus- ja tartuntaominaisuuksiin. Korroosioherkkä raudoitus ja dynaamisesti rasitetun rakenteen raudoitus saa olla korkeintaan kevyesti pintaruostunut, jolloin raudoituksen pinnalla ei saa esiintyä syöpymiä. Muu raudoitus ei saa olla ruostunut siinä määrin, ettei se täytä standardin vaatimuksia.

4.2.3.2 Raudoituksen valmistus ja asennus

Raudoitukset valmistetaan ja asennetaan piirustusten ja muiden mahdollisesti annettujen ohjeiden mukaisesti.

Raudoitus asennetaan käyttäen piirustuksissa annettuja betonipeitteen nimellisarvoja. Ellei piirustuksissa

TAULUKKO 4.1

Tankojen sisäpuoliset taivutussäteet

Teräslaatu	Haat, koukut ja lenkit	Pääraudoitus
A500HW	2,0Ø kun $\emptyset \leq 10$ 2,5Ø kun $10 < \emptyset \leq 20$ 3,5Ø kun $\emptyset > 20$	12Ø
A700HW	2Ø kun $\emptyset \leq 10$ 2,5Ø kun $10 < \emptyset \leq 20$	17Ø
B500K	3,0Ø kun $\emptyset \leq 12$	12Ø
B700K	4,5Ø kun $\emptyset \leq 12$	17Ø
B600KX	3,0Ø kun $\emptyset \leq 12$	15Ø

ole toisin ilmoitettu, käytetään taivutussäteinä vähintään taulukon 4.1 mukaisia arvoja. Pääraudoitukseen käytettävää tankonippua taivutettaessa käytetään taivutussäteenä taulukon 4.1 arvoja 1,5-kertaisina. Kevytsorabetonirakenteissa käytetään yksittäisiä tankoja taivutettaessa taulukon 4.1 arvoja 1,5-kertaisina ja tankonippuja taivutettaessa 2-kertaisina.

Raudoituksen jatkokset voidaan tehdä piirustusten osoittamissa paikoissa

- limijatkoksina
- hitsattavien teräslautujen osalta SFS-standardien mukaisilla hitsausmenetelmillä
- muhveilla ja muilla erikoisjatkoksilla.

Betoniterästankojen erikoisjatkosten ja erikoisankkurien ominaisuuksista ja käyttöön liittyvistä seikoista tulee olla hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtyihin kokeisiin perustuva selvitys ja varmennettu käyttöseloste.

Raudoitteet puhdistetaan tartuntaa huonontavista aineista ennen muotteihin sijoittamista. Raudoitteet tuetaan muotteihin välikkeiden tai työraudoituksen avulla niin tiheästi ja sidotaan toisiinsa tarvittaessa työraudoitusta käyttäen niin lujasti, että raudoitteiden asema betonoinnin jälkeen täyttää kohdan 4.2.7 vaatimukset.

Samansuuntaisten tankojen ja jänteiden vapaan välin tulee kaikkialla, myös jatkosten kohdalla, olla vähintään suurin arvoista:

- betoniterästangoilla \emptyset , \emptyset_n ja tartuntajänteillä $2 \emptyset$, $2 \emptyset_n$
- 1,2 kertaa kiviaineksen suurin raekoko
- 25 mm tangoilla ja 50 mm suojaputkilla ellei käyttöselosteessa toisin edellytetä.

Rinnakkaisten limijatkosten kohdalla eri jatkoksiin kuuluvien tankojen vapaan välin tulee kuitenkin olla vähintään $2 \emptyset$.

Työraudoitus rinnastetaan muuhun raudoitukseen vapaata väliä määritettäessä.

Jännemenetelmän ominaisuuksista ja käyttöön liittyvistä seikoista, kuten taivutuksista, ankkureista ja jatkoksista, tulee olla riittävät ennakkoselvitykset esitettyinä varmennetun käyttöselosteen muodossa.

4.2.3.3 Hitsaustyöt

Betoniterästen hitsaustyöt on tehtävä siten, että hitsit ja hitsatut tangot saavat vaaditun lujuuden ja sitkeyden ottaen huomioon hitsausmenetelmistä johtuvat mahdolliset teräksen ominaisuuksiin kohdistuvat vaikutukset.

Hitsiliitokset tehdään ammattitaitoisia työntekijöitä käyttäen. Ennen työn aloittamista varmistetaan, että kaikki edellytykset työn onnistumiseen ovat olemassa. Hitsauskohdat on suojeltava tuulelta ja kosteudelta. Esikuumennusta on käytettävä, jos lämpötila on alle -10 °C .

Raudoitteiden sisäisiin hitsausliitoksiin sovelletaan standardin SFS 1251 vaatimuksia.

Hitsatuissa raudoitteissa saa hitsauskohta olla taivutusalueessa vain, jos piirustuksiin on merkitty kyseisessä tapauksessa käytettävä taivutussäde. Tankojen hitsaus- ja erikoisjatkosten etäisyyden taivutuskaaren alueesta tulee olla vähintään $10\ \emptyset$ ellei taivutussäde ole suurempi kuin $50\ \emptyset$.

4.2.3.4 Ankkurijäniteitä koskevat lisäohjeet

Ennen asennusta ja betonointia tarkastetaan suojaputket ja paikataan mahdolliset reiät. Suojaputket tuetaan käyttöselosteen edellyttämin välimatkoin siten, etteivät ne pääse työn aikana siirtymään.

Suojaputkien päihin sekä ylimpiin ja tarvittaessa alimpiin kohtiin sijoitetaan apuputket injektointityötä varten.

4.2.4 BETONITYÖT

4.2.4.1 Yleistä

Betonitöitä varten laaditaan betonityösuunnitelma, jota tarkennetaan ennen kutakin betonointia tarvittavilta osin. Suunnitelmassa kiinnitetään tarpeen mukaan huomiota mm. seuraaviin seikkoihin:

- muotit ja niiden tukirakenteet
- raudoitus
- jako betonointiosiin
- perustiedot betonin ominaisuuksista
- betonointimenetelmä, betonin siirrot, tiivistäminen, betonointinopeus, työsaumat
- aikataulu, betonimenekki, työnjohto, henkilövahvuus, työvuorot, varautuminen häiriöihin, kokeiden vaatimat toimenpiteet

- jälkihoito, lujuuden ja muiden ominaisuuksien kehityksen seuranta, muotien ja tukirakenteiden purkaminen
- talvityöhön, lämpökäsittelyyn ja erityismenelmiin liittyvät toimenpiteet.

4.2.4.2 Betonointi

Betonimassa siirretään ja sijoitetaan muotteihin siten, että se tulee kauttaaltaan tiivistetyksi sekä liittyy saumattomasti muoteissa ennestään olevaan tuoreeseen betoniin ennen kuin tämä alkaa kovettua. Pystyrakenteiden betonoinnissa rajoitetaan nousunopeus siten, ettei haitallisia jälkipainumia synny. Rakenteen poikkileikkausmuutosten kohdalla pidetään tavitessa tauko tai suoritetaan jälkitiivistys.

Täytekiviä saa käyttää riittävän paksuissa rakenteissa.

4.2.4.3 Jälkihoito

Jälkihoidolla tarkoitetaan betonin kastelemista tai suojaamista valun jälkeen siten, että betoni ei pääse kuivumaan ja betonin suunniteltujen ominaisuuksien saavuttaminen varmistetaan.

Jälkihoito aloitetaan betonin valun jälkeen riittävän nopeasti. Varsinkin betonit, joissa veden erottuminen massasta on vähäistä, ovat herkkiä veden nopeasta haihtumisesta aiheutuvalla vaurioitumiselle.

Jälkihoito voidaan lopettaa rasisluokissa (SFS-EN 206-1) X0 ja XC 1, kun betoni on saavuttanut 60 % ja muissa kuin XF 2 ja XF 4 rasisluokissa 70 % nimellislujuudestaan. Rakenteita, jotka kuuluvat rasisluokkiin XF 2 ja XF 4 tai joilta edellytetään erityistä kulutuskestävyyttä, tulee jälkihoitaa niin kauan, että betoni on saavuttanut 80 % nimellislujuudestaan. Jälkihoidon jälkeen tulee huolehtia siitä, että lämpötilaerot poikkileikkauksessa eivät tule haitallisen suuriksi, esimerkiksi talviolosuhteissa.

4.2.4.4 Betonin lämpökäsittely

Betonin lämpökäsittelyllä tarkoitetaan lämmittämismenettelyä, jolla nopeutetaan betonin lujuuden kehitystä.

Betoni katsotaan lämpökäsittelyksi, jos

- betonimassan lämpötila betonoitaessa on korkeampi kuin $+40\text{ °C}$ tai
- lämpötilan nousu kovettumisvaiheen aikana on suurempi kuin 25 °C tai
- lämpötila kovettumisvaiheen aikana nousee korkeammaksi kuin $+50\text{ °C}$.

Lämpökäsittelyn vaikutus betonin ominaisuuksiin selvitetään etukäteen kokeiden avulla. Kokeilla selvi-

tetään lujuudenkehitystä ja lujuuskatoa sekä vaadittaessa betonin muitakin ominaisuuksia, kuten pakkaustenkestävyyttä.

Ennakkokokeiden sijasta voidaan käyttää hyväksi muuta laajempaa selvitystä, joka soveltuu käytettävään lämpökäsittelymenetelmään.

Selvityksen perusteella tehdään lämpökäsittelysuunnitelma. Lämpökäsittelyn tulee vastata ennakkokokeita ja selvityksiä. Tarvittaessa kiinnitetään erityistä huomiota veden poistumisen estämiseen lämpökäsittelyn aikana ja sen jälkeen. Lämpökäsittelyn suunnitelman mukaisuutta seurataan työnaikaisella valvonnalla.

4.2.4.5 Massiivisten rakenteiden betonointi

Rakenne katsotaan massiiviseksi, jos se on mitoiltaan niin suuri, että on tarpeen ryhtyä toimenpiteisiin hydrataatiolämmöstä johtuvien tilavuudenmuutosten aiheuttaman halkeilun rajoittamiseksi. Erityistä huomiota kiinnitetään lämpötilaerojen ja -muutosten vaikutuksiin.

Massiiviset rakenteet betonoidaan käyttäen tarkoitukseen sopivaa sementtiä sekä sellaista betonin koostumusta ja sellaisia valmistusmenetelmiä, että rakenteen ominaisuuksille asetetut vaatimukset saavutetaan ja haittavaikutuksilta, mm. betonin halkeilulta vältytään. Ellei näin tehdä, selvitetään massiivisuuden vaikutukset erikseen tai sovelletaan kohdan 4.2.4.4 mukaista menettelyä.

4.2.4.6 Betonointi kylmällä säällä

Kylmällä säällä lämmitetään tarpeen mukaan betoniin käytettävä vesi ja kiviaines siten, että betonimassan lämpötila betonoitaessa on vähintään +5°C. Betonin valmistukseen ei saa käyttää kiviainesta jäätyneenä.

Kylmällä säällä betonoitaessa on huolehdittava siitä, että betoni kovettuu suunnitelmien mukaisesti. Rakenteiden lämmitystä jatketaan tarvittaessa niin kauan, että ne saavuttavat muottien tukirakenteiden purkamisajankohtana vaaditun lujuuden. Erityisesti otetaan rakenteita kuomitettaessa huomioon lämmityksen jälkeinen lujuudenkasvun hidastuminen kylmänä aikana.

Betoni ei saa jäätyä ennen kuin se on saavuttanut jäätymislujuuden 5 MN/m².

Betonimassan vastaiset pinnat, kuten betoni, kallio, perusmaa ja muotti, lämmitetään tarvittaessa ennakolta siten, että betonimassan jäätyminen estetään.

Betonin ominaisuuksien kehittymistä seurataan lämpötilamittauksin tai muulla luotettavalla tavalla.

4.2.4.7 Erityismenetelmät

Erityismenetelmiksi katsotaan esimerkiksi:

- ruiskubetonointi
- injektointi
- imubetonityöt
- liukuvalu
- vedenalainen betonointi.

Erityismenetelmien vaikutus betonin ominaisuuksiin on otettava huomioon ja tarvittaessa selvitettävä etukäteen.

Erityismenetelmistä tulee olla kirjallinen työselitys. Betonityönjohtajan tulee olla perehtynyt erityismenetelmän käyttöön. Kaluston tulee olla tarkoitukseen sopiva.

Erityismenetelmiä koskevat soveltuvin osin samat ohjeet kuin tavallista työnsuoritusta.

4.2.4.8 Työsaumat

Työsaumat jaetaan niiden pintaominaisuuksien perusteella kolmeen luokkaan:

- Pesty työsaumat. Pestyksi työsaumaksi katsotaan sauma, jonka pinnasta laasti on poistettu pesemällä tai muulla vastaavalla menetelmällä 2...5 mm syvyydeltä.
- Karheat työsaumat. Karhennetun työsauman karheuden tulee olla 2...5 mm syvä. Vaaka-suora työsauma voidaan karhentaa esimerkiksi harjaamalla betonin pinta ennen sen sitoutumista ja pystysuora käyttämällä työsaumaverkkoja.
- Sileät työsaumat. Työsaumat, jotka eivät täytä yllä olevia ehtoja katsotaan sileiksi.

Työtä jatkettaessa sauman tulee olla puhdas ja erityistä huomiota on kiinnitettävä betonin tiivistämiseen.

1-luokan rakenteissa on työsaumat aina esitettävä pirstuksissa. Myös 2- ja 3-luokan rakenteissa tarpeellinen leikkausraudoitus ja sauman paikka on sovittava suunnittelijan kanssa. Pakottavissa tilanteissa voidaan karhea tai pesty työsauma kuitenkin tehdä ilman varsinaista suunnitelmaa. Tällöin on suunnittelijan tarkistettava työsauman kelvollisuus ennen työn jatkamista. Rasitusluokissa (SFS-EN 206-1) XS 3, XD 2, XD 3, XF 2 ja XF 4 on käytettävä pestyä työsaumaa, jos saumassa esiintyy sitä vastaan kohtisuoraa vetoa.

Jos rakenteelle on asetettu tiiviysvaatimuksia, käytetään työsaumassa saumanauhaa tai varmistutaan sauman tiiveydestä muulla luotettavalla tavalla. Pestyä työsaumaa käytettäessä sauman voidaan katsoa olevan tiivis.

4.2.4.9 Betonitöiden yhteydessä tehtävät työt

Reiät, syvennykset ja laitteiden asennusta tai kiinnittämistä varten tarpeelliset työt tehdään suunnitelmien mukaisesti.

4.2.5 BETONIELEMENTTEJÄ KOSKEVAT ERITYISOHJEET

4.2.5.1 Valmistus

Elementtien valmistusta koskevat soveltuvin osin samat ohjeet kuin muuta työnsuoritusta.

Elementit merkitään seuraavin tiedoin:

- a) valmistaja
- b) valmistuspäivämäärä ja tunnus
- c) elementin paino
- d) elementin käsittelyasento, nostokohdat ja -tapa, jos on olemassa väärinkäsityksen vaara
- e) muut tarpeelliset tiedot.

Elementtien betonin lujuuden on toimitettaessa oltava kuljetuksen ja asennuksen aikaisen kuormituksen huomioonottaen riittävä ja yleensä vähintään 70 % asetetusta lujuusvaatimuksesta. Lujuus saa olla pienempi, ei kuitenkaan alle 50 % asetetusta lujuusvaatimuksesta, jos elementin kuljetuksen ja asennuksen aikaista kapasiteettia ei ylitetä ja erityisesti varmistutaan lujuuden jatkokehityksestä.

4.2.5.2 Käsittely ja asennus

Elementtiasennusta johtavan työnjohtajan tulee omata riittävät tiedot valmiin ja asennusaikaisen rakenteen toiminnasta, työsuunnittelusta, asennuksesta ja työturvallisuudesta sekä riittävä käytännön kokemus elementtiasennustyön johtamisesta. Hänellä tulee olla työnjohtotehtävän vaatavuutta vastaava pätevyys.

Elementit varastoidaan ja niitä käsitellään valmistajan ja suunnittelijan antamien ohjeiden mukaan.

Työmaalla tulee olla elementtien asennussuunnitelma, jonka vastaava rakennesuunnittelija osaltaan on hyväksynyt. Suunnitelman tulee sisältää seuraavat tiedot tarvittavilta osiltaan:

- a) asennusjärjestys
- b) mittausjärjestelmä ja sallitut mittapoikkeamat
- c) vähimmäistukipinnat
- d) asennuksen aikainen tuenta sekä yksittäisen elementin ja koko rakenteen asennusaikaiset vakavuustarkastelut
- e) elementtien kiinnittäminen
- f) kiinnityshitsaukset materiaaleineen
- g) muut tarpeelliset tiedot.

Erityisesti huolehditaan siitä, ettei asennuksessa synny haitallisia mittavirhekasautumia.

Pakkasrasituksen alaiseksi joutuvan betonin kanssa kosketuksiin tulevat vettä sitovat lämmöneristeet on suojeltava sateelta ja muulta kosteudelta.

Asentamisen jälkeen tulee elementeistä tai elementit paikantavista asiakirjoista voida todeta valmistuspäivämäärä ja tunnus, kunnes rakenteen kelpoisuus on todettu.

4.2.5.3 Saumaus

Kantavan sauman tekemistä koskevat samat vaatimukset kuin vastaavaa betonirakennetta.

Saumauksessa on käytettävä sellaisia materiaaleja ja työmenetelmiä, että sauma saavuttaa edellytetyt ominaisuutensa kulloinkin vallitsevissa olosuhteissa.

Kantavan sauman tulee olla mitoiltaan sellainen, että se käytettävällä työmenetelmällä saadaan hyvin täytetyksi.

Elementit, jotka liitetään suoraan toisiaan vasten käyttämällä saumassa joko ohutta epoksiliimakerrosta tai ilman sitä, on tehtävä riittävän mittatarkkoina ja varustettava ohjauksella, jonka avulla osat saadaan tarkasti paikoilleen niitä yhteen liittäessä.

4.2.6 JÄNNITTÄMISTÖITÄ KOSKEVAT ERITYISOHJEET

Jännittämistöistä laaditaan jännittämissuunnitelma, joka sisältää seuraavat asiat:

- a) tartuntajänteet
 - menetelmäkuvaus
 - jännittämisvoimat ja venymät
 - jännevoiman siirtotapa ja -järjestys sekä betonilta tällöin vaadittu lujuus
 - muut tarpeelliset tiedot kuten ankkurointiliukumat
- b) ankkurijänteet
 - menetelmäkuvaus, kuten jänteiden tyyppit ja ominaisuudet
 - asennuspiirustus
 - jännittämisjärjestys
 - jännittämisvoimat ja venymät
 - ankkurointiliukumat ja niiden toleranssit
 - muotin tukirakenteiden säätö ja purkaminen jännittämistyön aikana
 - betonin lujuus jännittämistyön eri vaiheissa
 - muut tarpeelliset tiedot.

Jännevoiman suurin sallittu poikkeama jännittämissuunnitelmassa esitetystä arvosta saa yhdessä jänteessä olla korkeintaan $\pm 5\%$ ja jänteiden yhteenlasketussa voimassa $\pm 3\%$. Jos laskettuja venymiä ei mainituilla voiman arvoilla saavuteta, on syy selvitettävä ja tehtävä uusi jännittämissuunnitelma. Jännittämistyössä käytetään kalibroitua kalustoa. Kalibrointi uusitaan tarpeen mukaan.

Jännittämistyöstä pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään seuraavat asiat:

- jänteen voima (kalibroidut arvot) ja kimmoisen venymä jännittämisvaiheittain
- muut tarvittavat jännittämiseen vaikuttavat asiat.

Injektointityö saadaan aloittaa, kun suunnittelija on hyväksynyt jännittämistyön. Injektointityö tehdään viivyttämättä ja siten, että laasti täyttää suojaputken. Injektointityö saadaan siirtää myöhempään ajankohtaan, jos on ryhdytty tarpeellisiin toimenpiteisiin jänteiden korroosiovaaran välttämiseksi. Injektointityötä koskevat soveltuvien osien betonitöitä koskevat ohjeet.

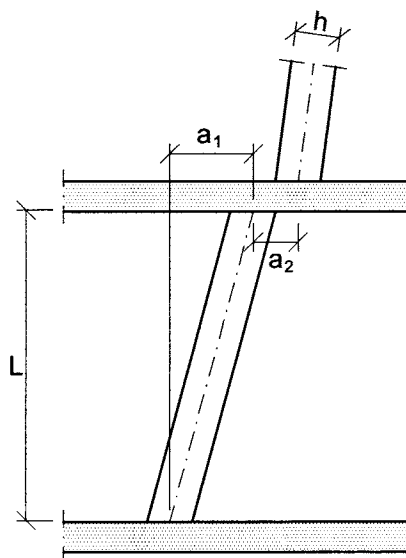
Injektointityöstä pidetään pöytäkirjaa, johon merkitään seuraavat asiat:

- injektointikohteet
- laastin koostumus
- rakenteen, laastin ja ilman lämpötila
- laastilla tehdyt kokeet kuten notkeus, veden-erottuminen, tilavuudenmuutos, puristuslujuus
- työaika, työpaine
- laastinmenekki injektointikohteittain
- muut tarpeelliset tiedot.

Suojaputkien injektoinnissa noudatetaan standardissa SFS-EN 446 annettuja ohjeita.

4.2.7 MITTAPOIKKEAMAT

Raudoituksen aseman ja rakenteen mittojen on täytettävä taulukon 4.2 vaatimukset, ellei suunnitelmissa ole toisin esitetty. Suuremmat mittapoikkeamat voidaan hyväksyä, jos osoitetaan, että niistä ei ole haittaa rakenteen varmuudelle, toiminnalle tai muille raken-



Kuva 4.1

Pilarin kaltevuus a_1/L ja sijaintipoikkeama a_2

neosille. Betonipeitteen sallitut mittapoikkeamat on esitetty piirustuksissa (katso kohta 2.5.1.1).

Kun rakenteen poikkileikkauksen mitta tai tehollinen korkeus on pienempi kuin 40 mm, suunnittelija harkitsee sallitut mittapoikkeamat erikseen ja merkitsee ne piirustuksiin.

Ankkurointi-, jatkos- ja tartuntapituudet saavat alittaa korkeintaan 20 mm, kun $\varnothing \leq 16$ mm ja 40 mm, kun $\varnothing > 16$ mm.

Jännitetyn palkin sivukäyryys ei saa olla suurempi kuin 0,1 %. Kuitenkin, jos palkin kuormitetun reunan poikittainen siirtyminen on luotettavasti estetty, sivukäyryys saa olla 0,2 %.

Pilarin tai seinän akselin käyryys saa olla korkeintaan 0,3 %. Pilarin tai seinän kaltevuus a_1/L saa olla korkeintaan 1/150. Päällekkäisten pilarien tai seinien sijaintipoikkeama a_2 välipohjan tai muun riittävän sivutuen kohdalla saa olla korkeintaan $h/20$, missä h on

TAULUKKO 4.2

Rakenteen poikkileikkauksen mittojen ja pääraudoituksen sijainnin sallitut mittapoikkeamat

Rakenne- luokka	$\frac{a}{d} \leq 200$ Δ mm	$200 < \frac{a}{d} \leq 500$ Δ mm	$500 < \frac{a}{d} \leq 2000$ Δ mm	$\frac{a}{d} > 2000$ Δ mm
1	5	10	20	30
2	10	20	30	50

a = poikkileikkauksen mitta tarkasteltavassa suunnassa, mm

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus, mm

Δ = sallittu mittapoikkeama, mm

pilarin tai seinän poikkileikkauksen mitta tarkasteltavassa suunnassa. Sijaintipoikkeaman a_2 ei kuitenkaan tarvitse olla pienempi kuin 15 mm eikä suurempaa poikkeamaa kuin 50 mm sallita. Sijaintipoikkeamien a_1 ja a_2 yhteisvaikutuksen tulee täyttää ehto

$$a_1 + a_2 \leq \frac{L}{150} + \frac{h}{20}$$

Lisäksi on huolehdittava siitä, etteivät pystysuorien rakenteiden poikkeamat haitallisesti kasaannu samaan suuntaan.

Rakenneosien muut sallitut mittapoikkeamat, kuten pituus-, muoto- ja asennustarkkuus, harkitaan erikseen ja merkitään tarvittaessa piirustuksiin tai muihin asiakirjoihin.

LAADUNVALVONTA

5.1 Yleistä

Betonirakenteiden kelpoisuuden varmistamiseksi on suoritettava valmistuksen laadunvalvontaa. Betonin valmistuksesta, betonoinnista ja sen jälkeen tapahtuvasta käsittelystä tehdään laadunvalvonnan yhteydessä muistiinpanot, joiden perusteella on tarvittaessa mahdollista jälkepäin selvittää työnsuorituksen tapahtumat.

Valmisbetonin ja betonielementtien valmistusta kutsutaan tarkastetuksi, jos sen laadunvalvonta on ympäristöministeriön hyväksymän toimielimen tarkastuksen alainen.

Betonirakenteiden valmistuksen laadunvalvontaan kuuluu betonin valmistuksen ja rakenteiden valmistuksen valvonta. Betonin valmistuksen valvontaa käsittelee osa-aineita koskevat kokeet, betonin ennakkokokeet ja valmistuksen aikaiset kokeet. Rakenteiden valmistuksen laadunvalvonta kohdistuu muotti- ja tukirakenteisiin, raudoitukseen, betonointiin, tiivistämiseen, jälkihoitoon ja lämpökäsittelyyn.

Kaikki laadunvalvontakokeiden tulokset merkitään muistiin. Valmisbetonin valmistuksen laadunvalvontaa koskevat asiakirjat säilytetään vähintään kolme vuotta. Muut laadunvalvonta-asiakirjat säilytetään vähintään kahden vuoden ajan rakennuksen käyttöön-otosta laskien.

1- ja 2-luokan rakenteiden valmistuksesta tehdään seuraavat muistiinpanot sopivilta osiltaan betonointipöytäkirjan muodossa tai asiakirjat talteen ottamalla:

- rakennustyömaan tai elementtitehtaan tunnistiedot, betonityönjohtajat, betonilaborantit ja heidän työaikansa
- valmisbetonin kuormakirjat sekä rakennuspaikalla tehtävien kelpoisuuskoekappaleiden tunnukset
- betonointiolosuhteita koskevat tiedot ja niiden vaatimat toimenpiteet
- betonimäärät betonointijaksoittain
- betonointitapa
- betonoinnin alkaminen ja päätyminen, työssä ilmenneet hankaluudet, muottien ja tukirakenteiden purkamisajankohta ja sen määrittäminen, betonin jälkihoito ja lämpökäsittely, betonin lämpötilan seuranta
- elementtien käsittely ja varastointi
- muottien ja raudoituksen valvontatoimenpiteet
- elementtien ja raudoitteiden vastaanotto-tarkastukset

- rakennustarkastajan määräykset
- rakenteiden tarkastukset
- muut tarpeelliset asiat.

Ympäristöministeriön hyväksymä toimitusvalvonta suorittaa valmisbetoni- ja elementtitehtaan sekä niiden valmistuksen laadunvalvonnan alkutarkastuksen. Alkutarkastuksen tarkoitus on todeta, että valmistusprosessi on sellainen, että sillä on riittävät edellytykset kunnolliseen valmistukseen ja laadunvalvontaan.

Tämän lisäksi edellä mainittu toimitusvalvonta suorittaa tavanomaista tarkastusta. Tavanomaisessa tarkastuksessa tarkastetaan ainakin laadunhallintajärjestelmä sekä valmistus-, näyteenotto- ja koemenetelmät, kirjatut tiedot, ennakkokokeiden tulokset, valmistuksen valvonnan koetulokset ja havaitut laatuvaikutukset tarkastusajanjaksoilta.

5.2 Betonin laadunvalvonta

Betonin osa-aineiden, betonimassan ja kovettuneen betonin laadunvalvontaa koskevat standardissa SFS-EN 206-1 ja sen kansallisessa liitteessä esitetyt ohjeet.

Betonin pakkasenkestävyyteen liittyvä laadunvalvonta tehdään yleisesti hyväksytyyn menettelyn mukaisesti.

Selostus: Julkaisussa BY 50 on esitetty betonin pakkasenkestävyyden laadunvalvonta.

Kovettuneelle betonille tehtävät vaatimustenmukaisuuteen liittyvät säilyvyydestä tehdään hyväksytyssä koetuslaitoksessa. Lujuuskoekappaleille tehdään vuosittain tasotarkastus hyväksytyssä koetuslaitoksessa ympäristöministeriön hyväksymän toimielimen ohjeiden mukaisesti.

5.3 Rakenteiden valmistuksen laadunvalvonta

5.3.1 VASTAANOTTOTARKASTUKSET

Toimituserä ja sitä yksilöivä dokumentaatio tarkastetaan. Tuotteita joiden vaatimustenmukaisuutta ei ole todettu ei saa käyttää.

Betoniterästen ja toimitettavien raudotteiden tulee olla sertifioituja. Niiden nippulapuissa tulee olla SFS-merkki ja luvanhaltijan numerotunnus tai eräkohtaisen sertifiointin tapauksessa sertifikaatin numero.

Jänneteräs tulee olla joko sertifioitu tai käyttöselostemenettelyllä varmennettu. Mikäli kyseessä on serti-

fioitu tuote tulee sertifiointin osoituksena nippulapussa olla SFS-merkki ja luvanhaltijan numerotunnus tai eräkohtaisen sertifiointin tapauksessa sertifikaatin numero. Jos jänneteräs ei ole sertifioitu tarkistetaan että tuotteella on voimassa oleva käyttöseloste ja että se kuuluu laadunvalvontasopimusten piiriin.

Tarkistetaan että kuormia siirtävillä metalliosilla on voimassa oleva käyttöseloste ja että se kuuluu laadunvalvontasopimusten piiriin tai ryhdytään kohdan 6.4.4 mukaisiin toimenpiteisiin.

Elementtien vastaanottotarkastuksessa suoritetaan silmäääräinen tarkastus sekä lisäksi mittojen tarkastus, ellei elementtien valmistajan pitämän pöytäkirjan nojalla elementtien voida todeta täyttävän niille asetettuja mittavaatimuksia. Elementtien tunnistiedot otetaan talteen. Virhellisiä tai vahingoittuneita elementtejä ja raudotteita saa käyttää vain, jos ne on asianmukaisesti korjattu tai jos vahingoittuminen tai virheelisyys on niin vähäistä, ettei se vaikuta haitallisesti rakenteiden suunnitelmien mukaisiin ominaisuuksiin.

5.3.2 TYÖNSUORITUKSEN LAADUNVALVONTA

Betonityönjohtaja valvoo rakenteiden valmistuksen aikana, että muoteista ja niiden tukirakenteista, raudoitustöistä, betonitöistä, betonielementtien asennuksista ja saumauksista, jännittämistöistä ja mittatarkkuuksista annettuja ohjeita noudatetaan ja että laaditaan asiaankuuluvat muistiinpanot.

Betonimassan laatua valvotaan toisaalta betonin valmistuksen ja toisaalta betonoinnin aikana. Betonimassan notkeutta ja vaadittaessa ilmapitoisuutta sekä muita ominaisuuksia valvotaan sopivaa mittausastetta käyttäen. Koekappaleita tehtäessä mitataan betonimassan notkeus ja lämpötila.

Betonin lujuudenkehitystä seurataan esimerkiksi lämpötilamittausten tai koekappaleiden avulla. Näitä menetelmiä käytetään suunnitelmien edellyttämän lujuuden varmistamiseen sekä tarvittaessa muun muassa jäätymslujuuden, muottienpurkamislujuuden ja jännitettyjen rakenteiden jännittämisajankohdan määrittämisessä.

5.3.3 ELEMENTTITEHTAAT

Elementtitehtailla tulee olla kirjallisesti kuvattu tuotannon laadunhallintajärjestelmä. Osa-aineita, laitteita, betonin valmistusmenetelmiä, betonin vaatimustenmukaisuutta ja toimitusta pitää valvoa ottaen huomioon tämän ohjeen vaatimukset. Valvonnan pitää ottaa huomioon merkittävät muutokset, jotka vaikuttavat tuotteen ominaisuuksiin ja johtavat korjaustoimenpiteisiin.

Valvonnan tulee varmistaa, että elementtien valmistusprosessi ja tuotteiden varastointi ovat hyväksyttävässä kunnossa. Valmistusprosessi tulee pitää laatujärjestelmässä esitetyn kunnossapitojärjestelmän avulla suunnitellussa kunnossa.

5.4 1-luokan rakenteiden erityisvaatimukset

1-luokkaan kuuluvan rakenteen valmistajalla tulee olla kirjallisesti kuvattu laadunvarmistusjärjestelmä, jolla varmistetaan että kapasiteettia pienentävät raudoituksen ja betonipoikkileikkauksen mittapoikkeamat ovat enintään kohdassa 4.2.7 esitetyn 1-rakenneluokan mukaiset. Jokaista valua varten tehdään yksityiskohtainen betonityösuunnitelma, josta tulee ilmetä vähintään kohdassa 4.2.4.1 luetellut asiat. Kaikista työvaiheista pidetään pöytäkirjaa, johon kirjataan betonityösuunnitelman mukaiset laadunvalvontatoimenpiteet.

Paikalla valettujen rakenteiden raudoituksen tarkastamisesta laaditaan pöytäkirja.

6

RAKENTEIDEN KELPOISUUDEN TOTEAMINEN

6.1 Yleistä

Kohdassa 6 esitetään betonirakenteiden kelpoisuuden toteamiseksi tehtävät vähimmäistoimenpiteet.

Betonirakenteiden kelpoisuus todetaan osoittamalla materiaalien laatu niistä annettujen määräysten ja ohjeiden mukaisesti tai arvostelemalla materiaalien laatu rakenteen valmistuksen yhteydessä tehtävien kelpoisuuskokeiden tai valmiista rakenteesta otettujen näytteiden perusteella. Laadunvalvontasopimusmenettelyyn piiriin kuuluvien tuotteiden kelpoisuutta ei erikseen tarvitse todeta. Lisäksi tarkastetaan rakenteet ja varmistutaan siitä, että näiden ohjeiden edellyttämät työnaikaiset tarkastukset on hyväksyttävästi tehty.

6.2 Rakennussementti

Rakennussementin tulee olla CE-merkittyä ja sen tulee täyttää standardin SFS-EN 197-1 vaatimukset.

6.3 Betoni

6.3.1 YLEISTÄ

1- ja 2-luokan rakenteiden betonin osa-aineiden, betonimassan ja kovettuneen betonin vaatimustenmukaisuus osoitetaan standardissa SFS-EN 206-1 ja sen kansallisessa liitteessä esitetyllä tavalla tai kohdan 6.3.3 mukaisesti. Betonin pakkasenkestävyys osoitetaan yleisesti hyväksyttyä menetelmää käyttäen.

3-luokan rakenteiden betonin vaatimustenmukaisuutta ei tarvitse erikseen osoittaa, jos käytettävissä olevien tietojen nojalla voidaan arvioida betonin ominaisuuksien täyttävän niille asetetut vaatimukset.

Injektointilaastin ja rakenteellisen saumaustaastin kelpoisuus todetaan kohtien 6.3.5 ja 6.3.6 mukaisesti. Laastin kelpoisuuden toteamista koskee soveltuvan osin se, mitä on sanottu betonia koskien standardissa SFS-EN 206-1 ottaen huomioon sen kansallisessa liitteessä annetut lisäohjeet.

Erikoisbetonointimenetelmien, lämpökäsittelyn ja massiivisten rakenteiden kovettumisolosuhteiden vai-

kus betonin ominaisuuksien kehitykseen selvitetään etukäteen koekappaleilla tai arvioidaan muutoin riittävällä tarkkuudella sekä otetaan huomioon betonin suhteitukseensa. Varsinaisessa valmistuksessa saadaan betonin kelpoisuus todeta koekappaleilla, jos etukäteisselvityksessä tai muussa selvityksessä on todettu koekappaleen ja rakennekokeen tulosten välinen ero. Koekappaleiden tulosten perusteella lasketun vertailulujuuden tulee olla etukäteisselvityksen edellyttämällä tavalla rakennekokeelle asetettua lujuusvaatimusta korkeampi. Lämpökäsittelyn aiheuttama betonin lujuuskato ja mahdolliset betonin säilyvyyttä heikentävät huokosrakenteen muutokset tarkistetaan tarpeen mukaan. Elementtien valmistuslaitoksessa lujuusero ja huokosrakenteen täyteisyyden muuttuminen tarkistetaan vähintään kerran vuodessa ja aina kun lämpökäsittelymenetelmä tai lujuuseroon vaikuttavat materiaalitekijät muuttuvat. Rakennekoekappaleet sekä huokosrakenteen muutokset testataan hyväksytyssä koetuslaitoksessa.

6.3.2 BETONIN PURISTUSLUJUUS MUOTTIIN VALETUILLA KOEKAPPALEILLA

Puristuslujuuden vaatimustenmukaisuuden valvonnassa noudatetaan standardin SFS-EN 206-1 kohtaa 8.2.1.

6.3.3 BETONIN PURISTUSLUJUUS RAKENNEKOKEIN

6.3.3.1 Yleistä

Jos elementtien puristuslujuuden vaatimustenmukaisuuden valvonnassa käytetään rakennekokeita tai jos on erityistä syytä tutkia puristuslujuus valmiista rakenteesta, noudatetaan kohtia 6.3.3.2 ja 6.3.3.3. Betonin puristuslujuus täyttää vaatimukset jos arvosteluerään kuuluvien rakennekoekappaleiden perusteella laskettu vertailulujuus täyttää kohdan 6.3.3.3 vaatimukset. Jatkuvassa tuotannossa voidaan myös käyttää standardin SFS-EN 206-1:n kohdan 8.2.1 mukaisia betonin puristuslujuuden vaatimustenmukaisuuden ehtoja ja sen lisäksi kertoa ehtojen mukainen betonin puristuslujuusvaatimus luvulla 0,85 (1-rakenneluokka) tai 0,80 (2-rakenneluokka).

6.3.3.2 Valmiin rakenteen puristuslujuus

Näytteenottokohdat valitaan satunnaisperiaatetta noudattaen huolehtimalla samalla siitä, ettei rakenteen toimintaan vaikuteta haitallisesti. Näytteet irrotetaan tarkoituksenmukaisin välinein ja menetelmin asian-tuntevan henkilön toimesta. Näytteet toimitetaan irrotuksen jälkeen viipymättä huolellisesti pakattuina hyväksytyyn koetuslaitokseen, joka valmistaa koekappaleet sekä säilyttää ja testaa ne.

Rakennekoekappaleina käytetään yleensä halkaisijaltaan 100 mm lieriöitä, joiden halkaisijan ja korkeuden suhde on $1 \pm 0,05$. Tarvittaessa voidaan käyttää halkaisijaltaan muunkin kokoisia lieriöitä.

Rakenteet jaetaan arvostelueriin rakenne- ja lujuusluokittain ja siten, että arvosteluerään kuuluvien rakenteiden valmistus-, jälkihoito- ja mahdolliset lämpökäsittelymenetelmät eivät oleellisesti poikkea toisistaan.

Tarvittava koekappalemäärä määritetään arvosteluerittäin. Koekappaleiden vähimmäismäärä on 3 kpl.

Ennen laskutoimituksia yksittäiset koetulokset muutetaan 150 mm särmäisen kuution lujuuksiksi kohdan 6.3.3.3 perusteella. Lujuudet ilmoitetaan $0,5 \text{ MN/m}^2$ tarkkuudella.

Jos koekappaleita on vähintään 15 on vertailulujuus K_k pienempi seuraavista arvoista

$$K_k = f_{cm} - 1,48 s \text{ tai} \\ K_k = f_{cmin} + 4$$

Jos koekappaleita on 3...14 kpl vertailulujuus K_k on pienempi seuraavista arvoista

$$K_k = f_{cm} - f_n \text{ tai} \\ K_k = f_{cmin} + 4$$

missä

f_{cm} on koetulosten keskiarvo

f_{cmin} on pienin koetulos

f_n riippuu koetulosten määrästä ja se valitaan taulukosta 6.1

s on keskihajonta, jonka arvo saadaan lausekkeesta

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}{n - 1}}$$

missä

f_{ci} on yksittäinen koetulos

n on koetulosten lukumäärä.

Jos hajontalaskelma perustuu pienempään koetulosten lukumäärään kuin 25, ei keskihajonnan arvona saa käyttää pienempää arvoa kuin 2 MN/m^2 . Vertailulujuus ilmoitetaan 1 MN/m^2 tarkkuudella.

TAULUKKO 6.1

Tekijän f_n riippuvuus koekappaleiden lukumäärästä.

n	f_n [MN/m^2]
10...14	4
7...9	5
3...6	6

6.3.3.3 Yksittäisen rakennekoekappaleen lujuuden muutos 150 mm kuution lujuudeksi

Yksittäiset lujuustulokset muutetaan 150 mm särmäiseen kuutioon perustuvaksi lujuudeksi seuraavasti:

- jos lieriöiden halkaisija on 100...150 mm, kerrotaan yksittäinen lujuustulos luvulla 1,05
- jos lieriöiden halkaisija on 50...80 mm, kerrotaan yksittäinen lujuustulos luvulla 1,1
- väliarvot 80...100 mm interpoloidaan suoraan viivaisesti
- kahdesta osasta liimattujen lieriöiden lujuustulokset kerrotaan lisäksi luvulla 1,05.

6.3.3.4 Arvosteluerän hyväksyttävyyys

Arvosteluerä on hyväksyttävä, jos vertailulujuus on 1-luokan rakenteissa vähintään 85 % ja 2-luokan rakenteissa vähintään 80 % nimellislujuudesta ja jos keskihajonnan ja keskiarvon suhde on pienempi kuin 0,15. Jos mainittu suhde on $\geq 0,25$, tulee vertailulujuuden täyttää asetettu lujuusvaatimus täysimääräisenä.

6.3.4 BETONIN SÄILYVYYS-OMINAISUUKSIEN JA MUIDEN OMINAISUUKSIEN TOTEAMINEN

Säilyvyysominaisuuksien ja muiden ominaisuuksien toteaminen tehdään standardissa SFS-EN 206-1 ja sen kansallisessa liitteessä annettuja ohjeita noudattaen. Betonin pakkasenkestävyys osoitetaan yleisesti hyväksytyllä tavalla. Jos rakenteen suunnittelukäyttöikä on yli 50 vuotta, tai muuten niin sovittaessa, osoitetaan rakenteen säilyvyys yleisesti hyväksytyllä tavalla.

Selostus: Julkaisussa BY 50 on esitetty vaatimusten mukaisuuden toteaminen betonin pakkasenkestävyyden suhteen sekä rakenteen yli 50 vuoden käyttöikää koskeva mitoituksen menettely.

Betonin säilyvyysominaisuuksien ja muiden ominaisuuksien toteamiseksi tehtävien kokeiden tulokset ilmoitetaan tarkastetun valmistuksen tapauksessa ympäristöministeriön hyväksymälle toimielimelle, joka vajaan laadun ilmetessä ilmoittaa siitä edelleen rakennustarkastajalle.

6.3.5 INJEKTOINTILAASTIN KELPOISUUS

Injektointilaastista tehdään työn aikana koekappaleita lujuuskokeita varten, vähintään kuusi koekappaletta työkohta kohti.

Koekappaleiden keskimääräinen lujuusvaatimus on

- 16 MN/m², kun koetusikä on 7d
- 20 MN/m², kun koetusikä on 28d.

Lujuuskoe suoritetaan lieriöillä, joiden halkaisija ja korkeus ovat noin 100 mm. Koekappaleet valmistetaan viimeistään 5 minuutin kuluttua sekoituksen päättymisestä käyttäen tiiviisti suljettavia muotteja. Koekappaleet säilytetään 1...2 vuorokauden ajan muottiin suljettuina työmaalla $+20 \pm 2$ °C lämpötilassa. Tämän jälkeen koekappaleet toimitetaan muotteineen hyväksytyyn koetuslaitokseen, joka valmistaa koekappaleet sekä säilyttää ja testaa ne. Testauksessa lieriöt lyhennetään yläpinnastaan ohjekorkeuteen ja poistetaan muotistaan välittömästi ennen puristuslujuuden määrittämistä. Lujuuskoekappaleet testataan joko 7 tai 28d iässä, jolloin keskimääräinen vaatimus on 16 MN/m² (7d) tai 20 MN/m² (28d). Yksittäinen tulos saa alittaa keskiarvon enintään 25 %.

Rasitusluokissa (SFS-EN 206-1) XF 1...4 laastin pakkasenkestävyys osoitetaan näihin ohjeisiin perustuvissa yleisesti hyväksytyissä ohjeissa esitetyllä tavalla. Pakkaskestävyyskokeet tehdään hyväksytyssä koetuslaitoksessa.

Selostus: Julkaisussa BY 50 on esitetty menettely injektointilaastin pakkasenkestävyyttä koskien.

6.3.6 RAKENTEELLISEN SAUMAUSLAASTIN KELPOISUUS

Laastin lujuus arvostellaan soveltaen standardissa SFS-EN 206-1 betonista annettuja ohjeita. Rasitusluokissa XF 1...XF 4 laastin säilyvyys osoitetaan näihin ohjeisiin perustuvia yleisesti hyväksytyjä ohjeita noudattaen.

Selostus: Julkaisussa BY 50 on esitetty menettely saumausta laastin pakkasenkestävyyttä koskien.

6.4 Terästen kelpoisuus

6.4.1 BETONITERÄKSET JA RAUDOITTEET

Toimitettavien betoniterästen ja raudoitteiden tulee täyttää niille voimassa olevissa SFS-standardeissa asetetut vaatimukset ja niiden tulee olla sertifioituja.

Betoniterästen ja raudoitteiden kelpoisuus katsotaan yleensä hyväksyttäväksi, jos kelpoisuus on todettu jommallakummalla seuraavista menettelyistä:

- jatkuvalla sertifiointimenettelyllä
- eräkohtaisella sertifiointimenettelyllä.

Osoituksena sertifiointista tuoteniput merkitään joko jatkuvan tai eräkohtaisen merkintäluvan nojalla SFS-merkillä.

Kiepillä toimitettavan raudoituksen oikaisun vaikutus raudoituksen ominaisuuksiin tulee selvittää voimassa olevan sertifiointiohjeistuksen mukaisesti.

6.4.2 TYÖMAALLA TEHTÄVÄT TANKOJEN HITS AUSLIITOKSET

Ennen kelpoisuuskokeita suoritetaan rakenteiden valmistuspaikalla alustavat taivutuskokeet käyttäen vähintään kolmea koekappaletta kutakin tankokoko kohden. Kun kokeet ovat antaneet hyväksyttävät tulokset, lähetetään koekappaleista yhteen hitsattuja näytekappaleita vähintään kolme kappaletta vetokoetta ja kolme kappaletta taivutuskoetta varten hyväksytyyn koetuslaitokseen testattavaksi.

Kun koetuslaitoksessa tehdyistä kokeista on saatu hyväksyttävät tulokset, voidaan jatkosten hitsaustyöt aloittaa.

Työn aikana testataan hyväksytyssä koetuslaitoksessa taivutuskokeen avulla vähintään kolme jatkosta jokaisesta alkavasta 200 jatkoksen erästä, kuitenkin vähintään yksi työvuorossa, ja vetokokeen avulla vähintään kolme jatkosta jokaisesta alkavasta 600 jatkoksen erästä. Jos kaarihitsausta käytettäessä hitsataan jatkokseen lisäteräksiä, ei taivutuskoetta tarvitse suorittaa. Sen sijaan suoritetaan sama määrä vetokokeita. Näytekappaleet kokeita varten leikataan rakenteisiin tarkoitettuista valmiiksi jatketuista tangoista.

Jos kolmen näytekappaleen sarjasta yksikin antaa epätydyttävän tuloksen, uusitaan koesarja, mutta uusintakokeita suoritetaan kaksinkertainen määrä. Näytekappaleiden edustamat jatkokset hyväksytään vain, jos kaikkien näiden uusintakokeiden tulokset ovat vaatimusten mukaiset.

Rakennuspaikalla tulee olla rakennustarkastajaa varten ja vastaavasti tarkastetussa elementtien valmistuslaitoksessa tarkastusta suorittavaa toimielintä varten edellä mainittujen kokeiden tulokset. Rakennuspaikalla tulee olla myös tarkastamattoman elementtien valmistuslaitoksen valmistamien elementtien raudoituksen hitsausjatkoksista tehtyjen kokeiden tulokset.

6.4.3 BETONITERÄSTANKOJEN MEKAANISET JATKOKSET

Mekaanisten jatkosten ominaisuuksien tulee ilmetä varmennetusta käyttöselosteesta. Betoniterästankojen erikoisjatkosten kelpoisuus katsotaan yleensä hyväksyttäväksi, jos

- niistä on todettu tehdyksi laadunvalvontasopimus Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen kanssa, tai
- niiden valmistajan laadunvalvonta on ympäristöministeriön hyväksymän toimielimen jatkuvan valvonnan alaisista.

6.4.4 KUORMIA SIIRTÄVÄT METALLIOSAT JA ANKKURIT

Betonirakenteiden kuormia siirtävien metalliosien ja nostoankkureiden ominaisuuksien tulee ilmetä varmennetusta käyttöselosteesta.

Betonirakenteisiin tulevien kuormia siirtävien metalliosien ja nostoankkurien kelpoisuus katsotaan yleensä hyväksyttäväksi, jos

- niistä on todettu tehdyksi laadunvalvontasopimus Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen kanssa tai
- niiden valmistajan laadunvalvonta on ympäristöministeriön hyväksymän toimielimen jatkuvan valvonnan alaisista.

Muussa tapauksessa kelpoisuus todetaan rakenteiden valmistuspaikkakohtaisten kokeiden perusteella hyväksytyssä koetuslaitoksessa.

Rakennuspaikalla tulee olla rakennustarkastajaa varten ja vastaavasti tarkastetussa elementtien valmistuslaitoksessa tarkastusta suorittavaa toimielintä varten tiedot, joiden nojalla metalliosista on todettu tehdyksi laadunvalvontasopimus tai metalliosien valmistuksen on todettu olevan ministeriön hyväksymän toimielimen jatkuvan valvonnan alaisista, tai edellä mainittujen kelpoisuuskokeiden tulokset. Rakennuspaikalla tulee olla nämä tiedot myös tarkastamattomien elementtien valmistuslaitosten valmistamassa elementeissä olevista kuormia siirtävistä metalliosista ja nostoankkurista.

TAULUKKO 6.2

Jänneterästen näytekappaleille tehtävät kokeet

Jänneteräs/Koe	Langat $\varnothing \leq 8$ mm	Tangot $\varnothing > 8$ mm	Punokset
1. Mitat	x	x	x
2. Vetokoe	x	x	x
3. Taivutuskoe		x	
4. Taivutusvetokoe			x
5. Taivuttelukoe	x		
6. Relaksaatiokoe	x	x	x
7. Kemiallinen koostumus	x	x	x
8. Lujuusominaisuudet korkeissa lämpötiloissa	x	x	x

6.4.5 JÄNNETERÄKSET

Jänneterästen tulee joko täyttää niille voimassa olevissa SFS-standardeissa asetetut vaatimukset ja niiden tulee olla sertifioituja tai niillä tulee olla varmennettu käytösloste. Sertifioidut tuotteet merkitään joko jatkuvan tai eräkohtaisen merkintäluvan nojalla SFS-merkillä.

Jos käytettävistä jänneteräksistä on todettu tehdyksi laadunvalvontasopimus Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen kanssa, ei rakenteiden valmistuspaikka-kohtaisia kelpoisuuskokeita tarvita.

Jos sopimusta ei ole, todetaan kelpoisuus kokeiden perusteella. Teräksistä otetaan näytteet VTT:n tai sen valtuuttaman toimesta. Kelpoisuuskokeet tehdään VTT:ssä. Kelpoisuuskokeiden tulokset ilmoitetaan käyttöselosteen varmentaneelle toimielimelle. Tehtäessä kelpoisuuskokeita sovelletaan standardeissa SFS 4010, SFS 4760, SFS 4889 ja SFS 4890 esitettyjä näytetarkastuksen tilastollisia periaatteita siten, että kelpoisuuden toteamisessa saavutetaan sama tilastollinen varmuus kuin VTT:n laadunvalvontasopimusten mukaisesti valvotussa tuotannossa. Näyte otetaan työstämättömästä jänneteräksestä. Näytekappaleet valitaan siten, että ne edustavat tutkittavaa erää mahdollisimman hyvin. Näytekappaleet otetaan eri nipuista, keloista tai vyyhdistä sekä eri langoista, tangoista ja punoksista. Näytekappaleille tehdään taulukon 6.2 mukaiset kokeet.

6.5 Rakenteiden valmistuksen ja valmiiden rakenteiden tarkastus

Ennen betonointia on muotit tukirakenteineen ja rauditus tarkastettava ottaen huomioon, että kohteen tulee muutenkin olla valmis betonointia varten. Samoin on elementtien väliset saumat teräksineen ja liitososineen tarkastettava ennen saumojen betonointia. Tarkastajan allekirjoitus nimenselvennyksineen kirjataan betonointipöytäkirjaan tai piirustuksiin.

Valmiit rakenteet tarkastetaan asianmukaisesti, ennen kuin niitä millään tavalla korjataan, peitetään tai niiden tarkastaminen muutoin estyy.

Jos elementtijulkisivujen valmistaja ei ole ympäristöministeriön hyväksymän toimielimen tarkastuksen alainen, tulee valmiista ulkokuoresta irrottaa koekappaleet, joista tutkitaan puristuslujuus kohdan 6.3.3 mukaisesti ja pakkasenkestävyys vähintään kolmella koekappaleella rakennusta kohti. Pakkaskestävyyskoekappaleet testataan hyväksytyssä koetuslaitoksessa. Kaikkien ulkokuorien betonipeite mitataan esimerkiksi magneettimittarilla, paitsi jos käytetään B600KX raudoitusta. Jos tulokset eivät vastaa vaatimuksia, selvitetään julkisivujen kunto lisätutkimuksilla ja kuntotutkimuksella.

6.6 Toimenpiteet rakenteiden epätydyttävän laadun johdosta

Jos rakenteiden laatua ei kelpoisuuden toteamiseksi tehtyjen kokeiden, työnsuorituksen ja valmiin rakenteen tarkastuksen perusteella voida katsoa hyväksyttäväksi, on rakenteiden kelpoisuus erikseen selvitettävä.

Yksinkertaisissa tapauksissa voidaan tyytyä varmuuden selvittämiseen tarkistuslaskemin.

Muissa tapauksissa on ensin ainetta rikkomattomin menetelmin sekä käytettävissä olevan laadunvalvonta-

aineiston perusteella selvittävä epätydyttävän laadun esiintymisalueet. Jos kysymyksessä on betonin epätydyttävä laatu, on betonin todelliset ominaisuudet selvittävä valmiista rakenteesta irrotetuin koekappalein. Samoin on meneteltävä, jos valmistus- tai jälkikäsitelymenetelmä on sellainen, että muottiin valettujen koekappaleiden antamia tuloksia ei voida pitää luotettavina. Raudoitusvirheet terästen laadun, määrän, sijainnin, jatkosten ja ankkuroinnin suhteen on tutkittava tarkoitukseen soveltuvin keinoin. Valmiiden rakenteiden mittapoikkeamat on selvittävä tarvittavassa laajuudessa.

Saadun aineiston perusteella tehdään selvitys siitä, millaisin toimenpitein rakenne saadaan hyväksyttävään kuntoon. Tarvittaessa on tehtävä erityinen lujuus selvitys, jolloin on otettava huomioon kaikki rakenteiden lujuuteen, paloturvallisuuteen ja säilyvyyteen vaikuttavat tekijät.

Rakenteiden lujuusopillinen kelpoisuus voidaan myös todeta koekuormituksella.

Kaikki epätydyttävän laadun johdosta tehtävät kokeet sekä kantavien rakenteiden muuhun testaukseen liittyvät kokeet on tehtävä hyväksytyin koetuslaitoksen toimesta.

Rakenteita ei saa ryhtyä korjaamaan, ennen kuin rakennustarkastaja on hyväksynyt korjaussuunnitelman. Jos kysymykseen tulee rakenteen käytön rajoitus rakentamismääräyksistä poikkeavasti, on sen aina perustuttava hyväksytyin koetuslaitoksen tekemään erityiseen lujuus selvitykseen ja rakennusluvan myöntävän viranomaisen päätökseen.

7

MINERAALISET SEOSAINHEET BETONIN SIDEAINEENA JA KEINOTEKOISENA KIVIAINEKSENA

7.1 Soveltamisala ja yleisohjeet

Nämä ohjeet koskevat seuraavia kantavissa tai säänkestävyyttä vaativissa betonirakenteissa betonin sideaineena tai kiviaineksena rakennussementin kanssa käytettäviä mineraalisia seosaineita:

- lentotuhka
- masuunikuonajauhe
- granuloitu, pelletoitu tai ilmajähdytetty masuunikuona
- ilmajähdytetty ferrokromikuona
- silika.

Näille betonin osa-aineille esitetään laatuvaatimukset ja käyttöön liittyvät rajoitukset sekä laadunvalvontaa ja kelpoisuuden toteamista koskevat ohjeet.

Työsuojeluun liittyviä asioita on käsitelty työsuojeluhallituksen 16.8.1990 antamassa päätöksessä vaarallisten kemikaalien käyttöturvallisuustiedotteesta (TSHP 738/90).

Näissä ohjeissa mainittuja seosaineita voidaan käyttää kantavissa tai säänkestävyyttä vaativissa betonirakenteissa, jos ne täyttävät asetetut vaatimukset ja jos niiden laadunvalvonta järjestetään ja kelpoisuus todetaan tämän ohjeen mukaisesti.

Betonin valmistuksesta vastaavalla henkilöllä tulee olla 1-luokan betonityönjohtajan pätevyys tai hänen tulee olla muutoin osoittanut pätevyytensä betoniteknologiassa ja seosaineiden käytössä.

Käyttäessään seosaineita betonin valmistaja tallentaa tiedot betonin käyttökohteista ja käytetyistä seosainemääristä.

7.2 Määritelmiä

Lentotuhka

Hienoksi jauhetun kivihiilen poltossa voimalaitoksissa syntyvä pozzolaani, joka erotetaan savukaasuista.

Masuunikuona

Raakaraudan valmistuksessa masuunissa muodostuneesta emäksisestä silikaatisulatteesta jäädyttämällä saatu tuote, jolla on piilevät hydrauliset ominaisuudet.

Masuunikuona jaetaan kolmeen laatuun:

- Granuloitu kuona on vedessä hyvin nopeasti, suurella vesimäärällä ohjatusti jäädytetty kuona, jonka lasimaisuusaste on yli 75 % ja jolla yleensä on hyvät piilevät hydrauliset ominaisuudet.
- Pelletoitu kuona on ilmassa nopeasti pienellä vesimäärällä ohjatusti jäädytetty kuona, jonka lasimaisuusaste on yleensä 30 ... 75 % ja jonka piilevät hydrauliset ominaisuudet ovat heikommät kuin granuloidun kuonan.
- Ilmajäädytetty kuona on maahan kaadettu vapaasti jäähtynyt kuona, jonka lasimaisuusaste on alle 30 % ja jonka piilevät hydrauliset ominaisuudet ovat heikot.

Masuunikuonajauhe

Hienoksi jauhattu granuloitu tai pelletoitu masuunikuona, jolla on piilevät hydrauliset ominaisuudet.

Ferrokromikuona

Ferrokromin valmistuksessa jäädyttämällä saatu tuote.

Silika

Piiraudan ja piin valmistuksessa syntyvä, savukaasuis-ta erotettava, erittäin hienojakoinen pozzolaani.

7.3 Seosaineiden laadunvalvonta ja kelpoisuus

7.3.1 YLEISTÄ

Seosaineiden laatua, valmistusta, varastointia, käsittelyä ja jatkuvaa laadunvalvontaa tarkastavana viranomaisena toimii turvatekniikan keskus, ellei tuotteita ole varustettu CE-merkinnällä.

Laadunvalvontaan liittyvien aineenkoetustehtävien suorittajana toimii hyväksytty koetuslaitos tai CE-merkittyjen tuotteiden kyseessä ollessa ilmoitettu laitos.

Seosaineiden kelpoisuus voidaan todeta kahdella tavalla:

- Valmistaja, käyttäjä tai tuotteen myyjä yhtenä sopijapuolena, jota jäljempänä kutsutaan tuotteen edustajaksi, hyväksytty koetuslaitos toisena ja Turvatekniikan keskus kolmantena sopijapuolena tekevät keskenään laadunvalvontasopimuksen, joka koskee tuotteen jatkuvaa laadunvalvontaa ja viranomaistarkastuksia.
- Ellei laadunvalvontasopimusta ole tehty, tehdään jokaiselle toimituserälle toimituseräkohtainen laaduntarkastus. Tuotteen käyttäjä vastaa siitä, että laaduntarkastus on tehty.

7.3.2 LAADUNVALVONTASOPIMUKSEN MUKAINEN LAADUNVALVONTA JA VIRANOMAISTARKASTUKSET

7.3.2.1 Laadunvalvonta

Laadunvalvontasopimuksessa määritellään tuotteen edustajan ja koetuslaitoksen tehtävät ja velvollisuudet sekä todetaan mahdolliset tarkennukset tämän ohjeen kohdassa 7.3.2.2 mainittuihin viranomaistarkastuksiin.

Laadunvalvonnassa varmistutaan siitä, että seosaine täyttää sille näissä ohjeissa asetetut vaatimukset ja että tuotteen valmistus, käsittely, kuljetus ja varastointi ovat asianmukaiset. Tuotteen edustaja valvoo jatkuvasti tuotteen laatua ja pitää kirjaa laadunvalvontakokeiden tuloksista.

Näytteenotto, näytteiden käsittely, näytteenottotajuus ja käytettävät testausmenetelmät määritellään kussakin tapauksessa erikseen. Haluttaessa voidaan menettellä siten, että osan testeistä tekee valmistaja tai seosaineen myyjä ja osan seosaineen käyttäjä.

7.3.2.2 Viranomaistarkastukset

Turvatekniikan keskus tarkastaa seosaineen laatua ja valmistajan jatkuvaa laadunvalvontaa. Tarkastuksiin kuuluvat seuraavat toimenpiteet:

- Tarkastuskäynti tehdään vähintään kerran vuodessa. Tarkastuskäynnillä selvitetään, vastaako laadunvalvonta vaatimuksia. Tarkastuskäyntiin sisältyy laadunvalvontamenetelmien ja laadunvalvonnan yleistarkastus sekä laadunvalvonnan asiakirjojen tarkastus.
- Laaduntarkastus ja tasotarkastus tehdään vähintään kerran vuodessa. Tarkastusten määrä riippuu tuotteen edustajan toimittamasta tai käyttämästä seosaineen määrästä sekä laadunvalvontasopimuksen piiriin kuuluvien tuotetta valmistavien, käyttävien tai varastovien yksiköiden määrästä.

Laaduntarkastuksessa selvitetään hyväksytyssä koetuslaitoksessa tehtävien kokeiden perusteella, täyttääkö seosaine näissä ohjeissa esitetyt vaatimukset.

Tasotarkastuksessa tutkitaan, ovatko hyväksytyt koetuslaitoksen ja tuotteen edustajan jatkuvaa laadunvalvontaa hoitavan laboratorion testaustulokset riittävän yhdenmukaiset.

Koetulokset ja niitä koskeva koetuslaitoksen lausunto toimitetaan Turvatekniikan keskukselle, joka toteaa tuotteen kelpoisuuden em. aineiston perusteella.

7.3.3. TOIMITUSERÄKOHTAINEN LAADUNTARKASTUS

Ellei seosaineesta ole tehty laadunvalvontasopimusta, todetaan sen kelpoisuus toimituserittäin, jolloin varmistutaan myös siitä, että tuotteen valmistus, käsittely, kuljetus ja varastointi ovat asianmukaiset. Toimituseräksi katsotaan samaa laatua oleva seosaineerä, joka toimitetaan yhtäjaksoisesti ja jonka voidaan katsoa olevan riittävän tasalaatuista.

Toimituseräkohtaisessa laaduntarkastuksessa todetaan, että seosaine täyttää näissä ohjeissa asetetut vaatimukset. Kokeet tehdään hyväksytyssä koetuslaitoksessa.

Koetulokset toimitetaan Turvatekniikan keskukselle, joka hyväksyy toimituserän käyttöön, jos se täyttää näissä ohjeissa esitetyt vaatimukset, tai päättää tarvittaessa muista toimenpiteistä toimituserän suhteen.

7.3.4 NÄYTTEENOTTO

Laadunvalvontasopimuksen mukaisessa laadunvalvonnassa noudatetaan näytteenoton osalta kohdassa 7.3.2.1 esitettyjä periaatteita.

Toimituseräkohtaisessa laaduntarkastuksessa toimituserästä otetaan näytteitä taulukon 7.1 mukaisesti. Yleisnäyte muodostuu osanäytteistä, jotka otetaan tasapuolisesti eri osista tutkittavaa erää. Näytteet ottaa Turvatekniikan keskuksen hyväksymä näytteenottaja.

Turvatekniikan keskus antaa tarkempia ohjeita näytteenotosta.

TAULUKKO 7.1

Näytteenottotaajuudet toimituseräkohtaisessa laaduntarkastuksessa

Seosaine	Toimituserä tonnia	Yleisnäytteiden lukumäärä
Lentotuhka	< 50	1
	50–150	2
	150–300	3
	> 300	3/300 t
Jauhettu masuunikuona	< 150	1
	150–500	2
	500–2000	3
	> 2000	3/2000 t
Granuloitu, pelletoitu ja ilmajähdytetty masuunikuona, ferrokromikuona	< 150	1
	150–500	2
	500–2000	3
	> 2000	3/2000 t
Silika	< 50	1
	50–150	2
	150–300	3
	> 300	3/300 t

7.3.5 SEOSAINETTA KOSKEVA TIEDOTTAMINEN

Seosaineen valmistajan tai myyjän tulee antaa tuotteen käyttäjälle tarpeelliset tiedot tuotteen laadusta ja sen vaihteluista sekä tuotteen käsittelystä, kuljetuksesta ja varastoinnista.

Betonin valmistajan tulee ilmoittaa rakenteen valmistajalle seosaineiden käytöstä sekä antaa tarpeelliset tiedot rakenteen valmistukseen vaikuttavista seikoista kuten jälkihoidosta.

7.3.6 TOIMENPITEET EPÄTYYDYTTÄVÄN LAADUN JOHDOSTA

Jos laadunvalvonta tai toimituseräkohtaisen laadun tarkastuksen tulokset osoittavat, että seosaine ei täytä asetettuja vaatimuksia, ei tuotetta yleensä saa käyttää. Tällaisen tuotteen käyttö on mahdollista ainoastaan Turvatekniikan keskuksen luvalla sen jälkeen, kun on selvitetty, voidaanko käyttö sallia esimerkiksi rajoittamalla käyttömääriä tai käyttökohteita ottaen huomioon mm. rakenteiden kantavuudesta ja säilyvyydestä johtuvat vaatimukset.

7.4 Lentotuhka

Standardin SFS-EN 450 vaatimukset täyttävä lentotuhka katsotaan betoniin soveltuvaksi. Standardin näytteenotto- ja testausiheydet ovat ohjeellisia. Laadunvalvontasopimuksen mukaisessa laadunvalvonnassa voidaan testausmääriä pienentää niiden ominaisuuksien osalta, jotka jatkuvasti täyttävät vaatimukset. A-luokan tuhkan tulee täyttää standardin hehkutushäviövaatimus $\leq 5\%$. B-luokan tuhkan hehkutushäviö saa olla korkeintaan 7% .

Lentotuhkaa käytettäessä otetaan huomioon sen vaikutukset betonimassan ja kovettuneen betonin ominaisuuksiin. Tällöin kiinnitetään huomiota muun muassa seuraaviin seikkoihin:

- lentotuhkan laadun vaihteluiden vaikutukset betonin ominaisuuksiin
- betonin työstettävyys
- betonin lujuudenkehitys ja lämpötilan vaikutus siihen
- riittävä sementtimäärä ottaen huomioon ympäristöolosuhteet rakenteen pitkäaikaiskestävyyden varmistamiseksi
- lisäaineiden, erityisesti huokostimien käytön yhteydessä lentotuhkan hiilipitoisuuden vaikutus lisäaineen annostukseen
- jälkihoito
- betonin väri.

Jos betonille on asetettu pakkasenkestävyysvaatimus, tulee betonin valmistuksessa välttää lentotuhkan käyttöä, koska se voi huomattavasti vaikeuttaa huokostuksen onnistumista. A-luokan lentotuhkaa voidaan kuitenkin käyttää pakkasenkestävän betonin valmistukseen, jos ennakkokokein selvitetään jäännöshiilen ja sen vaihteluiden vaikutukset huokostimen annostukseen sekä jos huolehditaan betonimassan ilmamäärän mittaamisesta valupaikalla ja perusteellisesta jälkihoidosta.

7.5 Masuunikuonajauhe

7.5.1 MASUUNIKUONAJAUHEEN KOOSTUMUS JA OMINAISUUDET

Masuunikuonajauheen koostumuksen ja ominaisuuksien tulee täyttää taulukossa 7.2 esitetyt vaatimukset.

TAULUKKO 7.2

Masuunikuonajauheen koostumusta ja ominaisuuksia koskevat vaatimukset

Testauksen kohde	Vaatimus
aktiivisuusindeksi	
7d	50 %
28 d	75 %
sitoutumisaika	≥ 45 min
	≤ 8 h
S ²⁻	$\leq 2,0\%$
Cl ⁻	$\leq 0,05\%$
MgO	$\leq 16,0\%$
CaO + MgO + Al ₂ O ₃	$\geq 1,0$
SiO ₂	

7.5.2 MASUUNIKUONAJAUHEEN KÄYTTÖ

Masuunikuonajauhetta voidaan käyttää näiden ohjeiden mukaan betonin sideainena rakennussementin kanssa.

Masuunikuonajauhetta käytettäessä on otettava huomioon sen vaikutukset betonimassan ja kovettuneen betonin ominaisuuksiin. Tällöin kiinnitetään huomiota mm. seuraaviin seikkoihin:

- masuunikuonajauheen sideaineominaisuudet sen koostumuksesta, jäähdymistavasta ja jauhatuksesta riippuen
- betonin työstettävyys ja veden erottuminen
- betonin lujuudenkehitys etenkin alhaisissa lämpötiloissa
- masuunikuonajauheen vaikutus betonin lisäaineiden käyttöön
- betonin jälkihoito erityisesti rakenteen säilyvyyden kannalta.

7.6 Masuunikuona ja ferrokromikuona betonin keinotekoisena kiviaineksena

7.6.1 MASUUNIKUONAN JA FERROKROMIKUONAN KOOSTUMUS JA OMINAISUUDET

Betonissa keinotekoisena kiviaineksena käytettävän ilmajäähdetytyn masuunikuonamurskeen, pelletoidun ja granuloidun masuunikuonan sekä ferrokromikuonamurskeen tulee täyttää taulukossa 7.3 esitetyt vaatimukset.

TAULUKKO 7.3

Jauhaimattoman kuonan koostumusta ja ominaisuuksia koskevat vaatimukset

Testauksen kohde	Vaatus
SO ₃	≤ 0,7 %
Cl ⁻	≤ 0,02 %
kokonaisrikki	≤ 2,0 %
haitalliset rautayhdisteet	ei saa esiintyä
epästabiili 2 CaO · SiO ₂	ei saa esiintyä
tiheys ja veden imu	vaatimukset tuotekohtaisesti

7.6.2 MASUUNIKUONAN JA FERROKROMIKUONAN KÄYTTÖ KEINOTEKOISENA KIVIAINEKSENA

Masuunikuonaa käytetään betonin keinotekoisena kiviaineksena ilmajäähdetyttynä murskeena, pelletoituna tai granuloiduna. Ferrokromikuonaa käytetään ilmajäähdetyttynä murskeena.

Kuonan käytössä betonin keinotekoisena kiviaineksena sovelletaan kohdissa 4...6 annettuja ohjeita.

7.7 Silika

7.7.1 SILIKAN KOOSTUMUS JA OMINAISUUDET

Silikan koostumuksen ja ominaisuuksien tulee täyttää taulukossa 7.4 esitetyt vaatimukset

TAULUKKO 7.4

Silikan koostumusta ja ominaisuuksia koskevat vaatimukset

Testauksen kohde	Vaatus
hehikutushäviö	≤ 5 %
SiO ₂	≥ 80 %
MgO	≤ 5,0 %
Cl ⁻	≤ 0,3 %

7.7.2 SILIKAN KÄYTTÖ

Silikaa käytettäessä otetaan huomioon sen vaikutukset betonimassan ja kovettuneen betonin ominaisuuksiin. Tällöin kiinnitetään huomiota muun muassa seuraaviin seikkoihin:

- silikan laadun vaihteluiden vaikutukset betonin ominaisuuksiin
- silika vaikuttaa suuren hienoutensa johdosta betonin notkeuteen aiheuttaen tarpeen käyttää notkistavia lisäaineita
- riittävä sementtimäärä ottaen huomioon ympäristöolosuhteet rakenteen pitkäaikaiskestävyyden varmistamiseksi
- betonin lujuudenkehitys ja lämpötilan vaikutus siihen, ottaen huomioon, ettei silika huonelämpötilassa ja sitä alemmissa lämpötiloissa vaikuta betonin varhaislujuuksia nostavasti lisäaineiden, erityisesti huokostimien käytön yhteydessä silikan hiilipitoisuuden vaikutus lisäaineen annostukseen
- jälkihoito.

7.8 Rakenteiden valmistuksen valvonta

Seosaineita käytettäessä valvotaan betonirakenteiden valmistusta luvun 5 ohjeita noudattaen. Erityisesti kiinnitetään huomiota rakenteiden säilyvyyteen silloin, kun rakenteet tulevat olemaan säilyvyyden kannalta vaikeissa olosuhteissa, betonin lujuudenkehityksen varmistamiseen varsinkin kylmänä aikana sekä betonin huolelliseen jälkihoitoon.

PALOTEKNINEN MITOITUS

8.1 Yleisohjeet

Rakenteen tai rakennusosan palonkestävyyttä arvioidaan palonkestoajalla, joka voidaan määrittellä koekellisesti voimassaolevan standardin mukaisesti tai näissä ohjeissa esitettyjä menettelytapoja käyttäen.

Näissä ohjeissa esitetään mitoitusperusteet betonirakenteiden palonkestoajan laskennalliseksi määrittämiseksi ja taulukkomitoitus eri palonkestoajoille.

8.2 Paloteknisen mitoituksen perusteet

8.2.1 RAKENTEIDEN PALONKESTÄVYYS

8.2.1.1 Kantavan rakenteen palonkestävyys

Kantavan rakenteen, rakennusosan tai liitoksen palonkestävyydellä tarkoitetaan palonajan kuormituksen vaatiman kantokyvyn säilymistä palossa. Tämän katsotaan määräytyvän rakenteen sortumis- ja taipumisrajatilan saavuttamisen perusteella.

8.2.1.2 Osastoivan rakenteen palonkestävyys

Osastoivan rakenteen tai rakennusosan palonkestävyydellä tarkoitetaan eristyskyvyn ja tiiviynsäilymistä palossa. Eristyskyky on rakenteen kyky estää lämmön siirtymistä ja tiiviys kyky estää kaasujen tunkeutumista rakenteen lävitse. Eristyskyvyn arvostelu perusteena käytetään palon vastakkaisella puolella olevan rakenteen pinnan lämpötilan nousua. Tiiviynsäilymistä toteutuksen tulee perustua kokeeseen.

8.2.2 PALONKESTÄVYYSVAATIMUKSET

8.2.2.1 Rakenteen palonkesto aika

Rakenteen tai rakennusosan palonkestävyyttä mitataan palonkestoajalla. Tällä tarkoitetaan sitä, yleensä minuutteina ilmaistua aikaa, jonka rakennusosa täyttää kohdissa 8.2.2.2 ja 8.2.2.3 esitetyt palonkestävyysvaatimukset kohdassa 8.2.3 määritellyissä palo-olosuhteissa.

8.2.2.2 Rakenteen kantokykyvaatimukset

Rakenteen kantokyky katsotaan menetetyksi ja sortumisrajatila saavutetuksi rakenteen sortuessa. Sortumisrajatila katsotaan saavutetuksi myös rakenteen yhden minuutin aikana tapahtuvan taipuman lisäyksen ylittäessä arvon $L^2/9000$ h, missä L on rakenteen jännemitta ja h poikkileikkauksen toimiva korkeus.

Taipumisrajatila katsotaan saavutetuksi rakenteen taipuman ylittäessä arvon $L/30$.

Edellä mainitut taipuman ja taipumisnopeuden arvot voidaan ylittää edellyttäen, että rakenteeseen ei tukeudu muita kantavia tai osastoivia rakennusosia eikä rakenne taipuessaan voi vaurioittaa vastaavanlaisia alapuolisia rakenteita. Tällaisten rakenteiden suunnittelussa on kiinnitettävä erityistä huomiota rakenteen muodonmuutoskykyyn tuilla sekä siihen, että rakennekokonaisuus säilyttää vakavuutensa ja kantokykynsä sekä kantavan ja osastoivan rakenteen ollessa kyseessä myös tiiviytensä mahdollisesti palon aikana muuttuneesta toimintatavasta huolimatta.

8.2.2.3 Rakenteen eristävyysvaatimukset

Osastoivan rakenteen palonkestävyys eristyskyvyn osalta katsotaan menetetyksi, kun rakenteen palon vastakkaisen pinnan keskimääräisen lämpötilan nousu ylittää arvon 140 °C tai suurin lämpötilan nousu ylittää arvon 180 °C tai kun suurin lämpötila ylittää arvon 220 °C alkulämpötilasta riippumatta.

8.2.3 PALO-OLOSUHTEET

Palotilan aika-lämpötilariippuvuus lasketaan ns. standardipalossa kaavasta

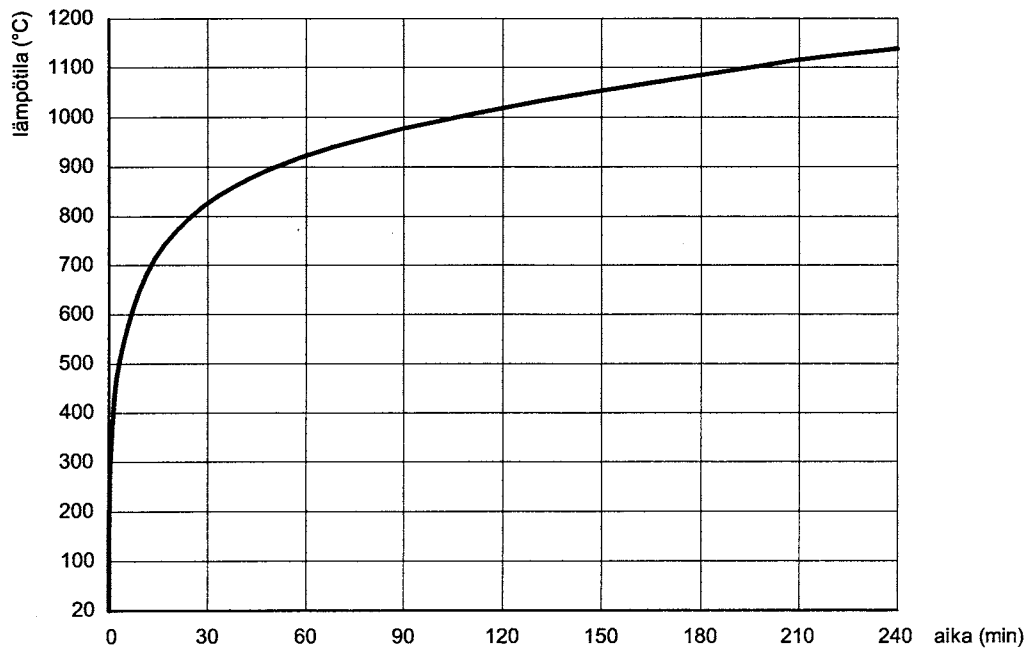
$$T - T_0 = 345 \lg(8t + 1) \quad (8.1)$$

missä

T on palotilan lämpötila [°C] ajanhetkellä t [min]

T₀ on lämpötila [°C] ajanhetkellä t = 0

Palotilan aika-lämpötilariippuvuus voidaan määrittää myös palotilan energiatasapainotarkasteluilla. Tällöin otetaan huomioon palokuorman suuruus ja palamisominaisuudet, palotilan aukkojen vaikutus, palotilan geometria ja koko sekä palotilaan rajoittuvien rakenteiden rakennusaineiden termiset ominaisuudet.



Kuva 8.1 Palotilan aika-lämpötilayhteys standarditulipalossa, kun alkulämpötila on + 20 °C

8.2.4 RAKENTEIDEN PALONAIKAISET KUORMITUKSET JA VARMUUSKERTOIMET

8.2.4.1 Hyötykuormat ja luonnonkuormat

Hyötykuormina käytetään rakenteiden suunnittelua varten määriteltäviä ominaiskuormia. Oleskelu- ja kokoontumiskuormana saa kuitenkin käyttää arvoa 0,75 kN/m², tungoskuormana arvoa 2,0 kN/m² sekä lumikuorman arvona 50 % ja tuulikuorman arvona 30 % ominaiskuormasta. Lisäksi saa tehdä erikseen annetut kuormien vähennykset pystyrakenteissa oleskelu- ja kokoontumiskuormiin. Kuormitusyhdistelmiä valittaessa noudatetaan yleisesti sovellettuja periaatteita kulloinkin vaarallisimman kuormitusyhdistelmän suhteen. Mitoituksessa voidaan otaksua, että lumi- ja tuulikuorma eivät esiinny samanaikaisesti.

8.2.4.2 Varmuuskertoimet

Kuorman ja materiaalin osavarmuuskertoimena paloteknisessä mitoituksessa käytetään arvoa 1,0.

8.2.5 RAKENNUSAINEIDEN TERMISET JA TERMOMEKAANISET OMINAISUUDET

Rakennusaineiden termisten ominaisuuksien (lämmönjohtavuus, ominaislämpökapasiteetti, emissiokerroin) ja termomekaanisten ominaisuuksien (kimmo-ominaisuudet, lujuudet, lämpölaajeneminen) riippuessa merkittävästi lämpötilasta ko. riippuvuudet otetaan rakenteen palonkestävyyslaskelmissa huomioon.

Rakennusaineissa tapahtuvat faasimuutokset (höyrytyminen, sulaminen, sintraantuminen) otetaan palonkestävyyslaskelmissa huomioon.

8.3 Kantavat ja osastoivat betonirakenteet

8.3.1 SOVELLUSALUE

Nämä ohjeet koskevat rakenteita, joissa betonin pääasiallisena kiviaineksena on luonnon kiviaines tai masuunikuona tai kevytsora. Käytettäessä pääasiasa muuta kiviainesta, on sen palotekniset ominaisuudet selvitettävä erikseen.

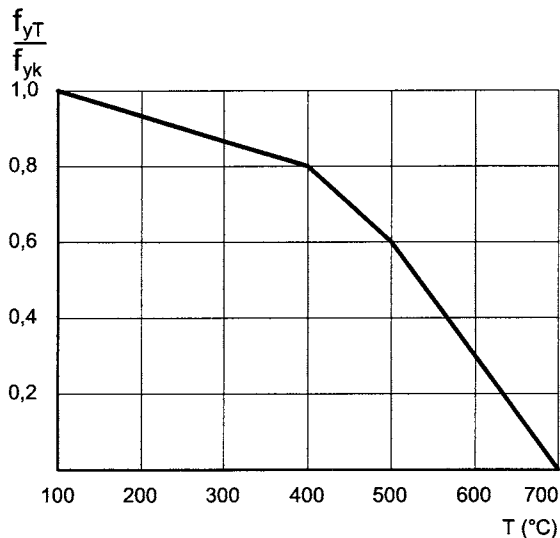
8.3.2.1 Kantavuuslaskelmien perusteet

Mitoituksessa käytetään yleisesti hyväksytyjä kantavien rakenteiden mitoitusmenetelmiä. Rakenteiden palonkestävyyttä laskettaessa otetaan huomioon luotettaviin tutkimuksiin perustuen riittävällä tarkkuudella

- rakenteen lämpötilan nousu
- materiaaliominaisuuksien muuttuminen lämpötilan kohotessa
- raudoituksen ja betonin yhteistoiminta lämpötilan kohotessa
- lämpölaajenemisen vaikutukset
- staattisesti määräämättömissä rakenteissa voimien uudelleenjakautuminen.

8.3.2.2 Teräksen ominaisuudet

Betonirakenteissa teräksen kriittisellä lämpötilalla T_{cr} tarkoitetaan sitä teräksen lämpötilaa, jossa betoniteräksen myötölujuus tai 0,2-rajaa vastaava lujuus ja jänneteräksen murtolujuus on lämpötilan kohoamisen vaikutuksesta laskenut rakenteessa palotilanteen kuormituksen aiheuttaman teräsjännityksen suuruiseksi.



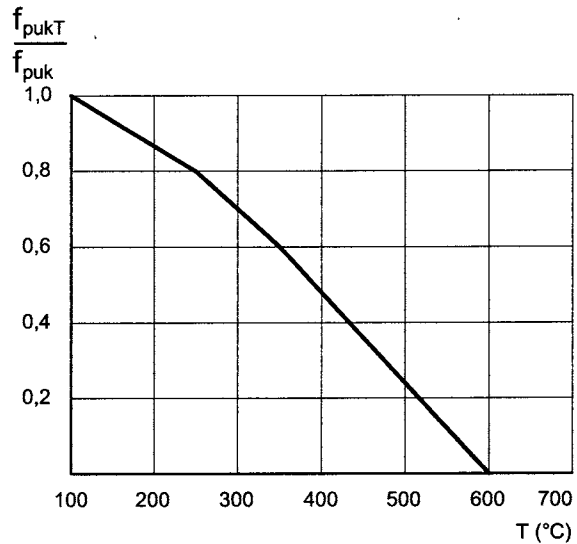
Kuva 8.2

Lämpötilan vaikutus betoniteräksen lujuteen

$$f_{yT} = \text{betoniteräksen lujuus lämpötilassa } T$$

$$f_{yk} = \text{betoniteräksen ominaislujuus, joka on myötölujuus tai 0,2-rajaa vastaava lujuus +20 °C:ssa}$$

Betoni- ja jänneterästen mekaanisten ominaisuuksien riippuvuus lämpötilasta on esitetty kuvissa 8.2, 8.3 ja 8.4. Näissä kuvissa esitettyjä arvoja saadaan käyttää betoniteräksille A500HW ja B500K.

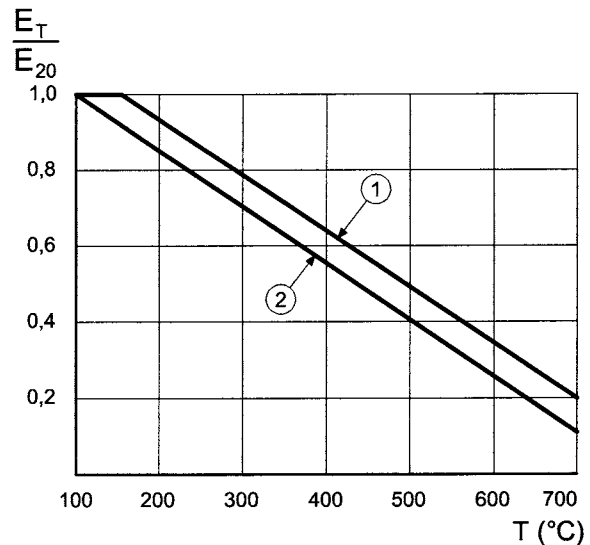


Kuva 8.3

Lämpötilan vaikutus kylmävedetyn jänneteräksen lujuteen

$$f_{pukT} = \text{jänneteräksen lujuus lämpötilassa } T$$

$$f_{puk} = \text{jänneteräksen ominaismurtolujuus +20 °C:ssa}$$



Kuva 8.4

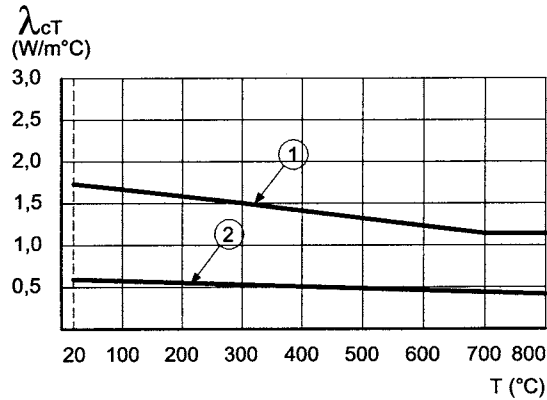
Lämpötilan vaikutus betoniteräksen (1) ja jänneteräksen (2) kimmomoduuliin

$$E_T = \text{teräksen kimmokerroin lämpötilassa } T$$

$$E_{20} = \text{teräksen kimmokerroin +20 °C:ssa}$$

8.3.2.3 Betonin ominaisuudet

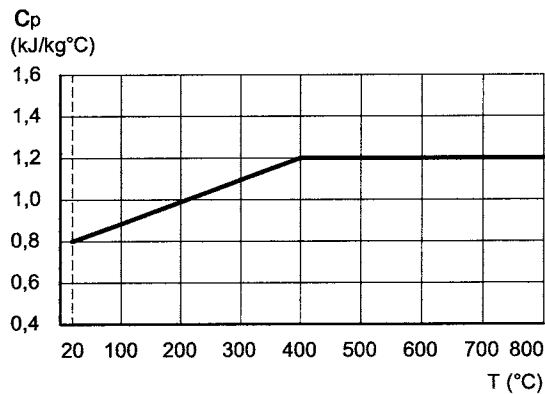
Betonin termisten ja mekaanisten ominaisuuksien riippuvuuksia lämpötilasta on esitetty kuvissa 8.5, 8.6, 8.7, 8.8, 8.9 ja 8.10. Rakenteen lämpötilan nousu voidaan määrittää myös käyttäen luotettaviin koetuloksiin perustuvia käyrästöjä tai taulukoita. Kosteuden vaikutus betonin termisiin ominaisuuksiin voidaan ottaa huomioon esimerkiksi muuntamalla termisten ominaisuuksien arvoja alle 150 °C:n lämpötila-alueella.



Kuva 8.5

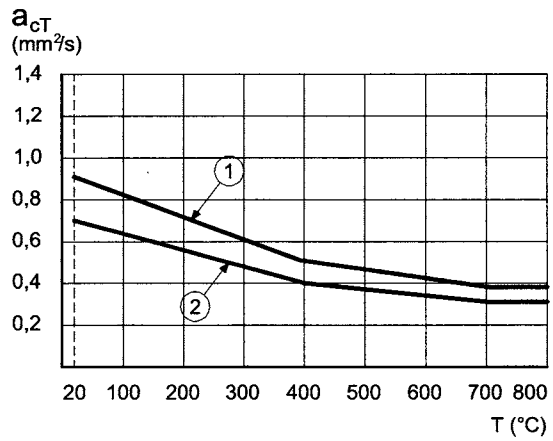
Lämpötilan vaikutus kuivan betonin lämmönjohtavuuteen, λ_{cT}

- (1) = tavallinen betoni
(2) = kevytsorabetoni, $\rho_c = 1200 \text{ kg/m}^3$



Kuva 8.6

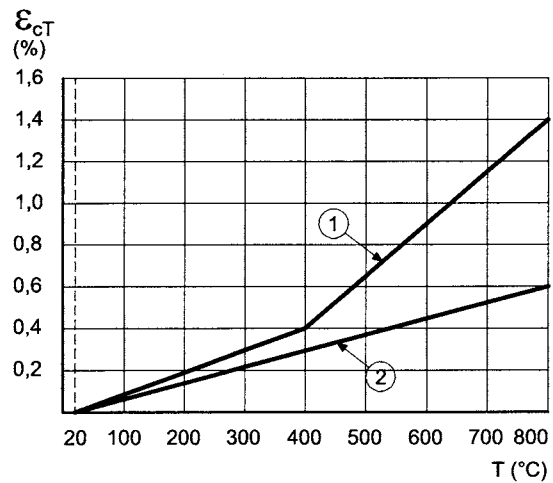
Lämpötilan vaikutus kuivan betonin ominaislämpökapasiteettiin, c_p



Kuva 8.7

Lämpötilan vaikutus kuivan betonin lämpötilanjohtavuuteen, a_{cT}

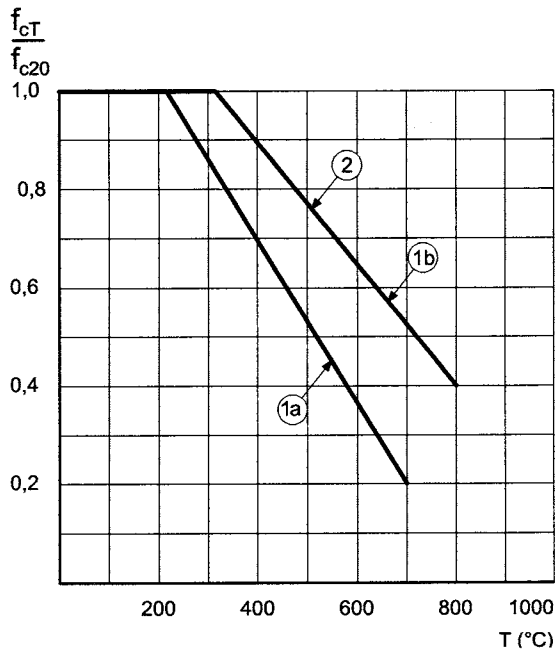
- (1) = tavallinen betoni
(2) = kevytsorabetoni, $\rho_c = 1200 \text{ kg/m}^3$



Kuva 8.8

Lämpötilan vaikutus kuormittamattoman betonin lämpölaajenemiseen, ϵ_{cT}

- (1) = tavallinen betoni
(2) = kevytsorabetoni



Kuva 8.9

Lämpötilan vaikutus betonin puristuslujuuteen

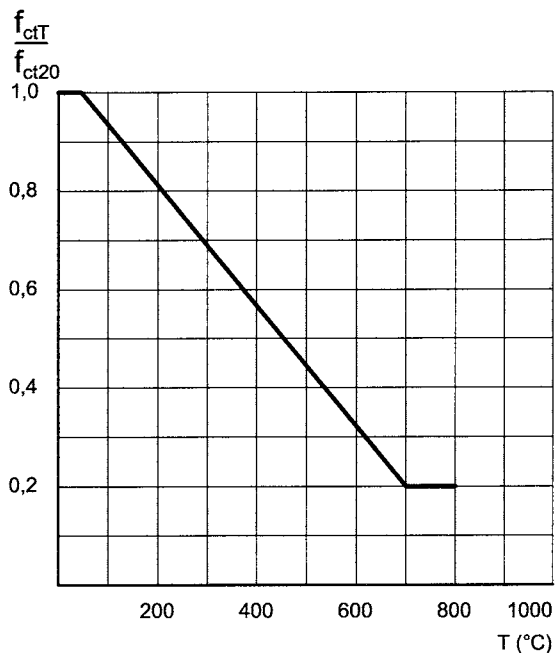
(1a) = tavallinen betoni, kuormitusaste 0 % kuutiolujuudesta +20 °C:ssa

(1b) = tavallinen betoni, kuormitusaste 30 % kuutiolujuudesta +20 °C:ssa

(2) = kevytsorabetoni, kuormitusaste 0...30 % kuutiolujuudesta +20 °C:ssa

f_{ctT} = betonin puristuslujuus lämpötilassa T

f_{ct20} = betonin puristuslujuus +20 °C:ssa



Kuva 8.10

Lämpötilan vaikutus tavallisen betonin vetolujuuteen

f_{ctT} = betonin vetolujuus lämpötilassa T

f_{ct20} = betonin vetolujuus +20 °C:ssa

8.3.3 TAULUKKOMITOITUS

8.3.3.1 Yleistä

Taulukkomitoitusta saadaan soveltaa rakenteisiin, jotka käyttölämpötila-alueen mitoituksessa on suunniteltu kohdassa 2 tai 3 annettujen ohjeiden mukaisesti. Taulukkomitoitusta ei kuitenkaan saa soveltaa jännitettyihin ontelolaattoihin.

Eri palonkestoajoja vastaavat poikkileikkauksen vähimmäismitat ja pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvot on esitetty taulukoissa 8.2, 8.3, 8.4, 8.5, 8.6, 8.7, 8.8, 8.9 ja 8.10. Taulukkoarvoihin on tehtävä pääraudoituksen terästen kriittisen lämpötilan edellyttämät korjaukset.

Ellei tarkempia selvityksiä tehdä, ja jos pysyvän kuorman osuus kokonaiskuormasta on enintään 80 %, terästen A500HW ja B500K sekä kylmävedetyn jänneteräksen kriittisenä lämpötilana voidaan käyttää lämpötilaa, jossa betoniteräksen myötölujuus tai jänneteräksen murtolujuus on laskenut 60 %:iin +20 °C:ssa olevan teräksen lujuudesta.

TAULUKKO 8.1

Teräksen kriittinen lämpötila T_{cr} [°C], jossa betoniteräksen myötölujuus tai jänneteräksen murtolujuus on laskenut 60 %:iin +20 °C lämpötilassa olevan teräksen lujuudesta.

Teräslaatu	$T_{cr}^{1)}$
A500HW, B500K	500
Kylmämuokattu jänneteräs	350

1) Kriittisen lämpötilan arvoja voidaan soveltaa, jos pysyvän kuorman osuus kokonaiskuormasta on enintään 80 %.

Teräksen kriittinen lämpötila voidaan määrittää tarkemmin laskemalla teräsjännitys kohdan 8.2.4 kuormituksia ja varmuuskertoimia käyttäen. Kuvasta 8.2 saadaan betoniterästen kriittinen lämpötila ja kuvasta 8.3 jänneterästen kriittinen lämpötila.

Betonipeitteen keskiarvo lasketaan kaavasta

$$c = \frac{A_{s1}c_1 + A_{s2}c_2 + \dots + A_{sn}c_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} \quad (8.2)$$

missä

A_{si} on tangon tai punoksen poikkileikkauksala [mm²]

c_i on tangon tai punoksen pienin betonipeitteen nimellisarvo [mm]

n on tankojen tai punosten lukumäärä.

Jos pääraudoitus muodostuu useasta teräslaadusta käytetään kaavassa (8.2) poikkileikkauksalan A_{si} sijasta

teräksen ominaislujuudella kerrottua poikkileikkaus-
alaa $f_{yk}A_{si}$.

Palon vastakkaisella puolella olevaa lämmöneriste-
kerrosta lukuunottamatta voidaan palamattomat tasa-
us- ja pintakerrokset laskea rakenteen paksuuteen ja
betonipeitteen nimellisarvoon, jos tällaisen aineker-
roksen lämmönjohtavuus palotilanteessa on enintään
yhtä suuri kuin betonin. Pintakerroksen termiset omi-
naisuudet saadaan ottaa huomioon rakenteen lämpö-
tilan nousua arvioitaessa. Pintakerroksen kiinnipysy-
minen palotilanteessa on osoitettava tarvittaessa ko-
keellisesti.

Taulukoissa esitettyjen kevytsorabetonirakenteiden
mittoja ja betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvoja
käytetään, kun betonin kuivatiheys on enintään 1200
kg/m³. Jos kuivatiheys on suurempi, interpoloidaan
suoraviivaisesti tavalliselle betonille ja kevytsora-
betonille annettujen arvojen välillä.

8.3.3.2 Laatat

Tässä kohdassa annettuja ohjeita sovelletaan pääasias-
sa taivutettuihin rakenteisiin tai niihin rakenneosiin,
joihin palorasitus kohdistuu yhden tasopinnan kautta.

Umpilaatan vähimmäispaksuus on esitetty taulukossa
8.2. Ontelolaatan ulkopinnan ja ontelon välisen sei-
nämän vähimmäispaksuun on 40 mm, jos vaadittu pa-
lonkesto aika on vähintään 30 min.

TAULUKKO 8.2

Umpilaatan vähimmäispaksuus [mm]

Palonkesto aika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
– laatan paksuus	60	80	100	120	150	175
b) kevytsorabetoni						
– laatan paksuus	60	65	80	95	120	140

Ontelolaatan keskipaksuuden on oltava vähintään yhtä
suuri kuin saman palonkestävyyden omaavan umpi-
laatan vähimmäispaksuus. Keskipaksuus saadaan ja-
kamalla laatan betonipoikkileikkauksen pinta-ala laa-
tan leveydellä.

Laatan pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon
vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 8.3. Jos ristiin
raudoitetussa kaikilta neljältä sivulta tuetussa laatasta,
missä L_x on laatan pienempi ja L_y laatan suurempi
jännemitta, on voimassa ehto $1,5 < L_y/L_x < 2,0$, saa-
daan vähimmäispaksuus interpoloimalla suoraviivai-
sesti yhteen suuntaan ja ristiin raudoitetun laatan ar-
vojen välillä.

Taulukossa 8.3 esitettyjä betonipeitteen keskiarvon
vähimmäisarvoja käytetään, kun pääraudoituksen
terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen
vähimmäisarvoja lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C
kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500
°C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C,
voidaan tehdä vastaava vähennys vähimmäisarvoihin.

TAULUKKO 8.3

Laatan pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvo [mm]

Palonkesto aika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
– yhteen suuntaan raudoitettu laatta ¹⁾	10	15	25	35	50	60
– ristiin raudoitettu laatta tuettu neljältä sivulta $L_y/L_x \leq 1,5$	10	10	15	20	35	45
tuettu kolmelta sivulta $L_y/L_x > 1,0$	10	15	25	35	50	60
$0,7 \leq L_y/L_x \leq 1,0$	10	15	25	30	40	50
$L_y/L_x < 0,7$	10	10	20	25	35	45
b) kevytsorabetoni						
– yhteen suuntaan raudoitettu laatta ¹⁾	10	15	25	35	45	50
– ristiin raudoitettu laatta tuettu neljältä sivulta $L_y/L_x \leq 1,5$	10	10	15	15	30	40
tuettu kolmelta sivulta $L_y/L_x > 1,0$	10	15	25	35	45	50
$0,7 \leq L_y/L_x \leq 1,0$	10	15	20	25	35	40
$L_y/L_x < 0,7$	10	10	15	20	30	40

¹⁾ Käytetään myös ristiinraudoitetuissa laatoissa, kun $L_y/L_x > 2,0$.

Yhteen suuntaan raudoitetuilla jatkuvilla laatoilla voidaan ottaa huomioon voimien uudelleen jakautuminen ja siirtymättömien tukien laatan alapintaan aiheuttaman puristusvoiman vaikutus. Tämän johdosta voidaan laatan pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvoina taulukon 8.3 asemasta käyttää taulukoiden 8.4 tai 8.5 esittämiä arvoja.

TAULUKKO 8.4

Jatkuvan tai kiinnitetyn laatan pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvo [mm] seuraavien ehtojen:

- laatta toimii osastoivana rakenteena, jolloin palorasitus ei kohdistu samanaikaisesti sekä kentän että tuen raudoitukseen
- tukiraudoitus ulotetaan 0,05 L kauemmaksi tuelta kuin käyttölämpötilamitoituksessa

Palonkestoaika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni	10	10	20	30	45	55
b) kevytsorabetoni	10	10	15	25	40	50

TAULUKKO 8.5

Jatkuvan tai kiinnitetyn laatan pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvo [mm] seuraavien ehtojen:

- laatta toimii osastoivana rakenteena, jolloin palorasitus ei kohdistu samanaikaisesti sekä kentän että tuen raudoitukseen
- tukiraudoituksen määrä on vähintään yhtä suuri kuin kenttäraudoituksen määrä
- vähintään 20 % tukiraudoituksesta vietään yli kentän
- muu tukiraudoitus ulotetaan 0,15 L kauemmaksi tuelta kuin käyttölämpötilamitoituksessa

Palonkestoaika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni	10	10	10	15	25	35
b) kevytsorabetoni	10	10	10	10	20	25

Taulukoissa 8.4 ja 8.5 esitettyjä betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen vähimmäisarvoja lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys vähimmäisarvoihin.

8.3.3.3 Palkit

Tässä kohdassa annettuja ohjeita sovelletaan pääasiasa taivutettuihin rakenteisiin tai niiden sellaisiin osiin, joihin palorasitus kohdistuu kahden tai useamman tasopinnan kautta.

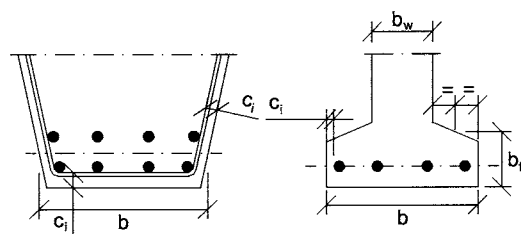
Palkin vähimmäisleveydet pääraudoituksen painopisteaksella, I-palkin laipan keskipaksuuden vähimmäisarvot ja I-palkin uuman vähimmäisleveydet on esitetty taulukossa 8.6. Palkin vähimmäisleveyksiä sovelletaan myös ripa-, TT-, kupu- tai vastaavien laattojen ripoihin ja I-palkin vetopuolen laipan leveyteen.

TAULUKKO 8.6

Palkin vähimmäisleveys pääraudoituksen painopisteakselin kohdalla b_{\min} [mm] ja I-palkin laipan keskipaksuuden vähimmäisarvon $b_{f\min}$ [mm] sekä I-palkin uuman vähimmäisleveys b_w [mm]

Palonkestoaika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
$b_{\min}, b_{f\min}$	80	120	150	180	240	280
b_w	80	100	100	120	140	160
b) kevytsorabetoni						
$b_{\min}, b_{f\min}$	80	100	120	160	180	225
b_w	80	80	80	100	115	130

Taulukossa 8.6 esitettyjä vähimmäisleveyksiä b_{\min} ja $b_{f\min}$ käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on vähintään 450 °C. Palkin vähimmäisleveyttä lisätään 4 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 450 °C.



Kuva 8.11

Palkin poikkileikkauksen mittoja

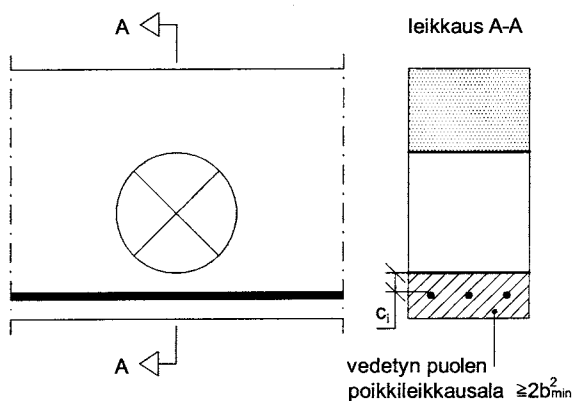
- b = palkin vetopuolen leveys pääraudoituksen painopisteakselin kohdalla
- b_f = I-palkin laipan keskipaksuus
- b_w = I-palkin uuman leveys
- c_i = tangon tai punoksen pinnan pienin betonipeitteen nimellisarvo

TAULUKKO 8.7

Palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvo c [mm], kun palkin vetopuolen leveys pääraudoituksen painopistekselin kohdalla on b [mm]

Palonkesto aika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
b_{\min}	80	120	150	180	240	280
c	20	35	50	60	75	85
b	120	160	180	240	280	350
c	10	30	40	50	65	75
b	160	180	240	280	380	480
c	10	25	35	45	60	70
b	180	280	380	480	580	680
c	10	20	30	40	55	65
b) kevytsorabetoni						
b_{\min}	80	100	120	160	180	225
c	15	35	50	60	75	85
b	120	160	180	240	280	350
c	10	25	35	45	60	70
b	160	180	240	280	380	480
c	10	20	30	35	50	60
b	180	280	380	480	580	680
c	10	15	25	35	45	50

Palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 8.7, kuva 8.11. Väliarvot interpoloidaan suoraviivaisesti. Vähimmäisarvoja sovelletaan myös ripa-, TT- ja kupulaattojen pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvoon.



Kuva 8.12

Vaatimukset palkeissa olevien reikien kohdalla

Taulukossa 8.7 esitettyjä betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen vähimmäisarvoja lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys vähimmäisarvoihin.

Jos leikkausvoimia on otettu raudoituksella, sovelletaan tämän leikkausraudoituksen betonipeitteeseen samoja vaatimuksia kuin yhteen suuntaan raudoitetun laatan pääraudoituksella, ks. taulukko 8.3.

Seinämaiset palkit käsitellään pääraudoituksen betonipeitteen osalta palkkeja koskevien vaatimusten ja muilta osien seiniä koskevien vaatimusten mukaisesti.

Palkeissa olevien reikien kohdalla vedetyn poikkileikkauksen vähimmäisala on $2b_{\min}^2$, kuva 8.12. Mitä b_{\min} saadaan taulukosta 8.6. Betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvot saadaan myös reiän puolelle taulukosta 8.7. Nämä vaatimukset eivät koske reikiä, joiden suurin halkaisija tai sivumitta on enintään $b/2$.

I-palkin vedetyn puolen laipan keskipaksuuden vähimmäisarvot b_{\min} on esitetty taulukossa 8.6, ks. kuva 8.11. Pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvoihin vaikuttaa suhde b/b_w seuraavasti:

$$b/b_w \leq 1,4$$

taulukon 8.7 betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvot

$$1,4 < b/b_w < 3,0$$

taulukon 8.7 betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvot kerrotaan luvulla $0,85 \sqrt{b/b_w}$.

Jos laipan poikkileikkausala on vähintään $2b_{\min}^2$, missä b_{\min} on taulukosta 8.6, voidaan käyttää taulukon 8.7 betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvoja.

$$b/b_w \geq 3,0$$

laipan poikkileikkauksalan on oltava vähintään $2b_{\min}^2$, missä b_{\min} on taulukosta 8.6. Betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvot saadaan taulukosta 8.7.

Jatkuvilla ja kiinnitetyillä palkeilla voidaan ottaa huomioon voimien uudelleen jakautuminen ja siirtymätömien tukien palkin alapintaan aiheuttaman puristusvoiman vaikutus. Tämän johdosta voidaan palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvoina taulukon 8.7 asemasta käyttää taulukossa 8.8 esitettyjä arvoja.

TAULUKKO 8.8

Jatkuvan tai kiinnitetyn palkin pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvo c [mm] seuraavin ehdoin:

- palkki liittyy osastoivaan laattaan, jolloin palorasitus ei kohdistu samanaikaisesti sekä aukon että tuen raudoitukseen
- tukiraudoituksen määrä on vähintään yhtä suuri kuin kenttäraudoituksen määrä
- vähintään 20 % tukiraudoituksesta viedään yli kentän
- muu tukiraudoitus ulotetaan 0,15 L kauemaksi tuelta kuin käyttölämpötilamitoituksessa

Palonkesto aika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
b_{\min}	80	120	150	180	240	280
c	10	25	30	40	45	55
b	120	160	180	240	280	350
c	10	20	30	35	45	55
b	160	180	240	280	380	480
c	10	10	20	30	45	55
b	180	280	380	480	580	680
c	10	10	20	30	45	55
b) kevytsorabetoni						
b_{\min}	80	100	120	160	180	225
c	10	20	30	40	45	55
b	120	160	180	240	280	350
c	10	10	25	35	40	50
b	160	180	240	280	380	480
c	10	10	20	25	35	45
b	180	280	380	480	580	680
c	10	10	20	25	35	45

Taulukossa 8.8 esitetyt betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen vähimmäisarvoja lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys vähimmäisarvoihin.

8.3.3.4 Pilarit

Poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisen pilarin pienin sivumitta ja pilarin palolle alttiiden sivujen pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvo on esitetty taulukossa 8.9. Poikkileikkaukseltaan pyöreän pilarin vähimmäishalkaisija saadaan kertomalla taulukon 8.9 edellyttämä sivun pituus luvulla 1,13. Taulukossa 8.9 esitetyt arvoja, jotka riippuvat poikkileikkauksen palolle alttiiden sivujen lukumäärästä, voidaan soveltaa myös muun kuin suorakaiteen muotoisiin pilareihin käyttämällä vastaavaa palolle alttiin osan ja koko poikkileikkauksen piirin suhdetta.

TAULUKKO 8.9

Suorakaiteen muotoisen pilarin pienempi sivumitta b [mm] ja sitä vastaava palolle alttiiden sivujen pääraudoituksen betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvo c [mm]. Sivumittan vähimmäisarvo b_{\min} [mm]

Palonkesto aika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
poikkileikkauksen piiristä palolle alttiina						
kolme tai neljä sivua						
b_{\min}	150	180	240	280	380	450
c	15	20	30	40	55	75
b	180	240	280	380	480	580
c	10	15	25	35	45	65
kaksi sivua						
b_{\min}	125	160	200	240	280	380
c	10	20	25	35	45	65
yksi sivu						
b_{\min}	100	120	140	160	200	240
c	10	20	30	35	35	35
b) kevytsorabetoni						
poikkileikkauksen piiristä palolle alttiina						
kolme tai neljä sivua						
b_{\min}	150	160	200	240	320	360
c	15	20	35	45	55	75
kaksi sivua						
b_{\min}	125	130	160	180	240	280
c	15	20	30	40	45	65
yksi sivu						
b_{\min}	100	100	115	130	160	180
c	10	20	30	35	35	35

Taulukossa 8.9 esitettyjä poikkileikkaukseltaan suora-kaiteen muotoisen pilarin pienimpiä sivumittoja voidaan käyttää ilman erillistä tarkistusta, jos vähintään yksi seuraavista kolmesta ehdosta on voimassa:

- pilarin pienempi sivumitta on suurempi kuin 280 mm
- pilarin hoikkuusluku $l_c/b < 10$, missä l_c on pilarin nurjahduspituus, kuitenkin vähintään tukien väli, ja b on pilarin sivumitta tarkasteltavassa suunnassa
- pilari on pääasiassa vaakavoimien kuormittama.

Taulukossa 8.9 esitettyjä betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen vähimmäisarvoja lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys vähimmäisarvoihin.

Pilarissa voidaan palonkestoikavaatimuksen ollessa 60...240 minuuttia käyttää kullakin sivulla betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvona 30 minuutin mukaista arvoa, jos pilaria tarkastellaan sellaisena raudoittamattomana rakenteena, jossa pilarin poikkileikkausta on pienennetty kultakin palolle altilta sivulta taulukon 8.9 mukaisella vaaditun palonkestoajan betonipeitteen keskiarvon vähimmäisarvolla, ja jos näin saadun pilarin kapasiteetti on riittävä kohdan 8.2.4 mukaiselle palonaikaiselle kuormitukselle.

8.3.3.5 Seinät

Seinän vähimmäispaksuus ja kantavan seinän pääraudoituksen betonipeitteen nimellisarvon vähimmäisarvo on esitetty taulukossa 8.10 Onteloita sisäl-

tävän seinän ulkopinnan ja ontelon välisen seinämän vähimmäispaksuus on 40 mm, jos vaadittu palonkesto aika on vähintään 30 min.

Onteloita sisältävän seinän keskipaksuuden on oltava vähintään yhtä suuri kuin saman palonkestävyyden omaavan umpiseinän vähimmäispaksuus. Keskipaksuus lasketaan samoin kuin laatoilla.

Taulukossa 8.10 esitettyjä betonipeitteen nimellisarvon vähimmäisarvoja käytetään, kun pääraudoituksen terästen kriittinen lämpötila on 500 °C. Betonipeitteen vähimmäisarvoja lisätään 1 mm:llä jokaista 10 °C kohti, jonka terästen kriittinen lämpötila alittaa 500 °C. Jos kriittinen lämpötila on suurempi kuin 500 °C, voidaan tehdä vastaava vähennys vähimmäisarvoihin.

Seinässä voidaan palonkestoikavaatimuksen ollessa 60...240 minuuttia käyttää betonipeitteen nimellisarvon vähimmäisarvona 30 minuutin mukaista arvoa, jos seinää tarkastellaan sellaisena raudoittamattomana rakenteena, jossa seinän paksuutta on vähennetty taulukon 8.10 mukaisella vaaditun palonkestoajan betonipeitteen nimellisarvon vähimmäisarvolla, ja jos näin saadun seinän kapasiteetti on riittävä kohdan 8.2.4 mukaiselle palonaikaiselle kuormitukselle.

8.3.3.6 Vedetyt sauvarakenteet

Vedetyin sauvarakenteen poikkileikkauksalan on oltava vähintään $2b_{\min}^2$, ks. taulukko 8.6. Vedettyyn rakenteeseen sovelletaan vastaavan suorakaidepalkin vaatimuksia pienemmän sivumitan b ja betonipeitteen keskiarvon c vähimmäisarvoissa, ks. taulukot 8.6 ja 8.7.

TAULUKKO 8.10

Seinän vähimmäispaksuus [mm] ja kantavan seinän pääraudoituksen betonipeitteen nimellisarvon vähimmäisarvo [mm].

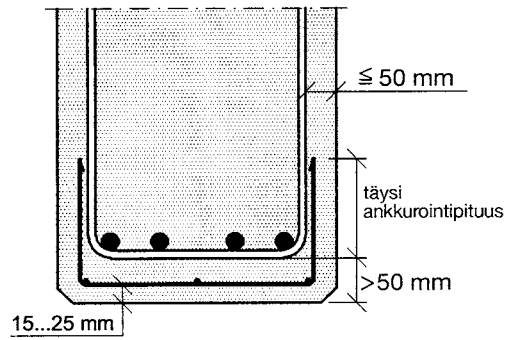
Palonkesto aika [min]	30	60	90	120	180	240
a) tavallinen betoni						
– osastoiva, kantamaton seinä	60	80	100	120	150	175
– kantava seinä	100	120	140	160	180	240
– betonipeite kantavassa seinässä	10	15	25	35	50	60
b) kevytsorabetoni						
– osastoiva, kantamaton seinä	60	65	80	100	120	140
– kantava seinä	100	100	115	130	160	180
– betonipeite kantavassa seinässä	10	15	25	35	45	50

70 **8.3.3.7 Lohkeilun estäminen**

Jos rakenteen pintaa lähinnä olevan raudoituksen betonipeitteen nimellisarvo on suurempi kuin 50 mm, on käytettävä lohkeilua vähentävää lisäraudoitusta. Lisäraudoitus sijoitetaan 15...25 mm:n etäisyydelle rakenteen pinnasta. Lisäraudoituksena voidaan käyttää teräsverkkoa tai ristiin asetettua raudoitusta, jonka lankapaksuus on vähintään 2,5 mm ja jakoväli 50 x 50 ... 150 x 150 mm.

Lisäraudoitukseen sovelletaan tavanomaisia betoniterästankojen jatkos- ja ankkurointivaatimuksia. Palkkeissa lisäraudoitus ankkuroidaan, joko palkin sisään tai sellaiseen pintaan, jossa ei vaadita lisäraudoitusta, kuva 8.13.

Leikkausraudoitusta voidaan käyttää lisäraudoituksena tai sen osana, jos leikkausraudoitus täyttää lisäraudoitukselle edellä asetetut vaatimukset



Kuva 8.13

Lisäraudoituksen ankkurointi. Lisäraudoitus tarvitaan jos lähinnä pintaa olevan raudoituksen betonipeitteen nimellisarvo on suurempi kuin 50 mm.

MÄÄRITELMÄT

Ankkurijänne

jänne, jonka voima siirretään betoniin ankkurien välityksellä

Ankkurointiliukuma

jänneraudoitteen pään liikkuminen ankkurin tai sen osien suhteen jännevoimaa betonille siirrettäessä tai sen jälkeen

Arvosteluera

rakennekoekappalein arvosteltu rakenteen betonierä, betonin vaatimustenmukaisuuden arvostelussa käytetty betonierä.

Betoni

materiaali, joka on valmistettu sekoittamalla sementtiä, karkeaa ja hienoa kiviainesta ja vettä ja mahdollisesti lisäaineita ja seosaineita ja jonka ominaisuuksien kehittyminen aiheutuu siitä, että sementti kovettuu (hydratoituu) veden avulla.

Betonimassa

täysin sekoitettu betoni, joka on edelleen sellaisessa tilassa, että sitä voidaan tiivistää valitulla menetelmällä.

Betonipeite

raudoitusta suojaavan betonikerroksen paksuus. Betonipeitteen nimellisarvo on betonipeitteen vähimmäisarvon ja sallitun mittapoikkeaman summa. Betonipeitteen nimellisarvoa käytetään rakenteen ja raudoituksen mittoja valittaessa, vähimmäisarvoa käytetään halkeamaleveyttä laskettaessa. Betonipeitteen vähimmäisarvo ei saa alittua valmiissa rakenteessa.

Betonirakenne

raudoittamattoman betonirakenteen, teräsbetonirakenteen ja jännebetonirakenteen – myös keveistä kiviaineksista valmistettujen – yhteisnimitys.

Betoniteräs

betonirakenteen jännittämättömään raudoitukseen käytettävä teräs

Dynaaminen kuorma

kuorma, joka aiheuttaa rakenteeseen kiihtyvyyseraistuksia

(Betoni)elementti

betonituote, joka on valettu ja jälkihoidettu muualla kuin sen lopullisessa käyttöpaikassa.

Hyväksytty koetuslaitos

Valtion teknillinen tutkimuskeskus tai muu ympäristöministeriön hyväksymä koetuslaitos. Akkreditoitu testauslaitos rinnastetaan ympäristöministeriön hyväksymään koetuslaitokseen.

Ilmamäärä

Standardin SFS-EN 12350-7 mukaan tuoreesta betonimassasta mitattu ilmamäärä.

Injektointilaasti

suojaputken ja muiden vastaavien ahtaiden kohtien injektoinnissa käytettävä laasti, joita edellytetään tiettyjä ominaisuuksia

Jälkihoito

betonoinnin jälkeen suoritettavat toimenpiteet betonin lujuuden ja muiden ominaisuuksien saavuttamiseksi

Jänne

raudoite, jonka jännittämisen avulla betonille annetaan tarkoitettu jännitystila. Jänteeseen luetaan kuuluvaksi varsinainen jänneraudoitus sekä mahdolliset jatkokset ja ankkurit

Jännemenetelmä

kokonaisuus, jonka muodostavat käytettävät jänneteräkset, jänneraudoituksen asentaminen, jännittäminen, lukitseminen ja suojaaminen sekä siihen kuuluvat laitteet ja työmenetelmät

Jänneteräs

betonirakenteen jännitetyn raudoituksen perusmateriaali

Jännebetonirakenne I. jännitetty betonirakenne

raudoitettu rakenne, jonka raudoitus osaksi tai kokonaan on jännitetty

Jäätymislujuus

puristuslujuus, joka kovettumisensa alkuvaiheessa olevan betonin on saavutettava, jotta se vahingoittumatta kestäisi jäätymisen vaikutukset

Kapasiteetti

rakenteen tai sen osan kyky ottaa vastaan tarkasteltavaa rasiutusta tarkasteltavassa rajatilassa

Kiviaines (entinen nimi Runkoaine)

betonin rakeinen, mineraalinen osa-aine, joka sementtiliiman yhteenliittämänä muodostaa betonin.

Koekappale

betoni-, teräs- tai raudoitusnäytteestä testausta varten valmistettu kappale

Kevytsora

savesta pyörivässä uunissa polttaen paisuttamalla valmistettua sintrautunutta pyöreärakeista ainetta, jonka rakeet ovat täynnä pieniä suljettuja ilmahuokosia

Kuorma

voima tai muu vaikutus, joka aiheuttaa rakenteeseen jännityksiä, muodonmuutoksia tai siirtymiä

Kutistuma

kovettuneen betonin kuivumisesta ja kemiallisista muutoksista aiheutuva tilavuuden pieneneminen, joka on riippuvainen ajasta ja kuivumisolosuhteista, mutta ei lämpötilasta eikä ulkoisen voiman aiheuttamasta jännityksestä

Kylmämuokattu teräs

teräs, jonka myötörajaa on nostettu plastisen muokauksen avulla

Käyttöikä

ajanjakso, jonka ajan betonirakenteen ominaisuudet säilyvät rakenteelta vaadittavalla tasolla edellyttäen, että sitä pidetään asianmukaisesti kunnossa.

Käyttörajatila

rajatila, jossa rakenne lakkaa täyttämästä sen käyttökelpoisuuden ehdoksi asetettuja vaatimuksia

Käyttöseloste

suoritettuihin kokeisiin perustuva varmennettu selvitys betonirakenteiden valmistamiseen käytettävän materiaalin (lisäaineet, jänneteräkset yms.) ominaisuuksista, käyttökelpoisuudesta ja käyttötavoista taikka tietyn menetelmän (jännemenetelmän) käyttöön liittyvistä seikoista

Käyttötila

tila, jossa rakenne täyttää sen käyttökelpoisuudelle asetetut vaatimukset

Lajite

seulomalla tai muulla vastaavalla tavalla erotettu kiviaineksen osa, jossa rakeiden koko vaihtelee tiettyjen rajojen välillä.

Laskentakuorma

kuorma, jota käyttäen lasketaan voimasuureet tarkasteltavana olevassa rajatilassa. Laskentakuorma saadaan kertomalla ominaiskuorma kuorman osavarmuuskertoimella.

Laskentalujuus

laskemissa käytettävä materiaalin lujuus, joka saadaan jakamalla ominaislujuus materiaalin osavarmuuskertoimella.

Lisäaine

materiaali, jota lisätään betonia sekoitettaessa sementin massaan verrattuna pieniä määriä betonimassan tai kovettuneen betonin ominaisuuksien muuttamiseksi.

Lujuusluokka

tietyn nimellislujuuden omaavan betonin merkintä

Lyhytaikaiskuorma

kuorma, joka vaikuttaa niin lyhyen ajan, että materiaalien ajasta riippuvia ominaisuuksia ei tarvitse ottaa huomioon

Lämpökäsittely

betonin lämmittämismenettely, jolla nopeutetaan betonin lujuuden kehitystä

Materiaalin osavarmuuskero

kerroin, jolla otetaan huomioon materiaaleissa ja suunnittelussa esiintyviä epävarmuustekijöitä

Muokkautuvuus

betonimassan notkeuden, tiivistyvyyden ja koossapysyvyyden yhteisnimitys

Murtorajatila

rajatila, jossa rakenteen katsotaan osittain tai kokonaan menettävän kantokykynsä

Nimellislujuus

rakenteen suunnittelun perustaksi valittu betonilaatua kuvaava puristuslujuus

Notkeus, betonimassan

betonimassan kyky muuttaa muotoaan ulkonaisten voimien vaikutuksesta

Näyte

osa-aineen, betonimassan, betonin, raudoituksen tai rakenteen otos, jota käytetään kokeissa tai josta tehdään koekappaleita

Ominaislujuus

rakenteen materiaalin myötäämistä kuvaava lujuusarvo, jota ei riittävällä todennäköisyydellä aliteta

Osa-aine

sementin, kiviainesten, veden, lisäaineiden ja betonissa mahdollisesti käytettävien muiden aineiden yhteisnimitys.

Pakkasenkestävyys

kovettuneen betonin kyky säilyttää ominaisuutensa toistuvan jäätymisen ja sulamisen vaikutuksen alaisena.

Päästö

jännittämiskoeman alentaminen jännittämistyön aikana

Rakeisuus

seulomalla tai muulla vastaavalla tavalla lajitellun kiviainenäytteen kaikkien lajitteiden keskinäiset painosuhteet kuivana.

Rakennekoe

koe, jossa käytetään rakennekoeappaleita ja määritettyjä koetusmenetelmiä

Rakennekoeappale

rakenteesta irroitettu betoninäytteestä valmistettu tietynkokoinen ja -muotoinen koekappale

Rakenneluokka

rakenteen suunnittelun ja työnsuorituksen vaatavuutta osoittava ilmaisu

Raudoite

betoni- ja jänneteräksestä valmistettu raudoituksen osa

Raudoitettu betonirakenne

rakenne, joka on suunniteltu siten, että betoni ja raudoitus yhdessä ottavat vastaan rakenteeseen kohdistuvat rasitukset

Raudoittamaton rakenne

rakenne, joka on suunniteltu siten, että betoni yksinään kestää rakenteelle tulevat rasitukset

Relaksaatio (entinen nimi Relaksaatio I. laukeneminen)

ajan mukana tapahtuva jännityksen pieneneminen, kun venymä pysyy vakiona

Saumaustaasti

rakenneseosten yhteenliittämisessä käytetty laasti, jonka lujuus otetaan laskemissa huomioon

Sementti

standardin mukainen rakennusementti

Seosaine

hienojakoinen materiaali, jota käytetään parantamaan tai saamaan aikaan betonin tiettyjä ominaisuuksia. Standardissa SFS-EN 206-1 käsitellään kahdentyyppisiä epäorgaanisia seosaineita:

- lähes reagoimattomia seosaineita (tyyppi I)
- pozzolaanisia tai latentteja hydraulisia seosaineita (tyyppi II).

Suhteitus

betoniin käytettävien osa-aineiden määrien keskinäisten suhteiden valitseminen silmällä pitäen edellytetyt betonimassan ja betonin ominaisuuksia

Suojaputki

ankkurijänteen sisältävä putki, joka jännittämistyön jälkeen injektoidaan

Suurin raekoko

kiviaineksen ylempi seulakoko standardin SFS-EN 12620 mukaan.

Tankonippu

raudoite, joka on muodostettu sitomalla yhteen keskenään yhdensuuntaisia tankoja

Tarkastettu valmistus

betonin valmistusta kutsutaan tarkastetuksi, jos valmistuslaitoksen laadunvarmistus on ympäristöministeriön hyväksymän toimielimen tarkastuksen alainen.

Tartuntajänne

jänne, jonka voima siirretään betoniin tartunnan välityksellä

Teräsbetonirakenne

raudoitettu rakenne, jonka raudoitus on tehty betoniteräksestä

Työsauma

rakenteen kohta, josta betonointia jatketaan vasta betonin kovettua

Vaatimustenmukaisuuden arviointi

systemaattinen selvitys laajuudesta, jossa tuote täyttää määritellyt vaatimukset.

Vaatimustenmukaisuustesti

testaus, jonka valmistaja suorittaa betonin vaatimustenmukaisuuden arvioimiseksi.

Valmisbetoni

betoni, joka on muun kuin käyttäjän betonimassana toimittama betoni. Standardissa SFS-EN 206-1 valmisbetonilla tarkoitetaan myös:

- käyttäjän muualla kuin työmaalla valmistamaa betonia
- työmaalla muun kuin käyttäjän valmistamaa betonia.

Valmistuserä, teräksen

yhdestä sulatuksesta samassa valmistusprosessissa samaan nimellismittaan valmistettu tuote-erä. Jänneraudoitteissa saattavat eri langat ja tangot kuulua eri sulatuksiin

Vertailulujuus

rakennelujuuskokeiden tuloksista laskettu testisuure, jota verrataan nimellislujuuteen betonin kelpoisuutta arvosteltaessa.

Vesi-sementtisuhte

betonimassan tehollisen vesimäärän ja sementtimäärän (massamäärien) suhde.

Viruma

pitkäaikaisesta jännityksestä aiheutuva ja ajasta riippuva muodonmuutos

Väsytkuorma

toistuva kuorma, joka aiheuttaa rakenteen materiaalien väsymistä

MÄRKINNÄT

A	pinta-ala	L	jännemitta, rakenneosan pituus
A_c	betonipoikkileikkauksen pinta-ala	L_0	nurjahduspituus, momentin nolakohtien väli
A_{cc}	poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen pinta-ala	L_{0r}	reduoitu nurjahduspituus vinossa taivutuksessa
A_{ce}	poikkileikkauksen vetovyöhykkeen alue, jota rajoittavat suorat matkan 7,5 σ päässä yksittäisen tangon tai janteen painopisteestä	M	taivutusmomentti
A_{cf}	puristetun laipan pinta-ala	M_d	taivutusmomentin laskenta-arvo
A_{c0}	kuormitetun pinnan ala paikallisessa puristuksessa	M_{de}	taivutusmomentin laskenta-arvo kimmo-teorian mukaan
A_{cl}	kuorman jakaantumispinnan ala paikallisessa puristuksessa	M_0	nollavenymämomentti
A_{ef}	vääntöraudoituksen rajoittaman poikkileikkauksen osan pinta-ala	M_r	halkeamakapasiteetti taivutuksessa
A_p	jänneraudoituksen pinta-ala	M_x	taivutusmomentti x-akselin suhteen
A_s	vetoraudoituksen pinta-ala	M_y	taivutusmomentti y-akselin suhteen
A_s'	puristusraudoituksen pinta-ala	N	normaalivoima
A_{sl}	pitkittäisraudoituksen pinta-ala	N_c	poikkileikkauksen betonin puristusresultantti
A_{st}	haan, poikittaisraudoituksen pinta-ala	N_d	normaalivoiman laskenta-arvo
A_{sv}	leikkausraudoituksen pinta-ala	N_p	jännevoiman komponentti painopisteakselin suunnassa
A_{svf}	laipan ja uuman välisessä leikkauksessa olevan poikittaisraudoituksen pinta-ala	N_r	halkeamakapasiteetti keskisessä vedossa
A_u	tuen reunasta etäisyydellä $d/2$ olevan leikkauksen rajoittaman kuvion ala lävistyksessä	N_s	vetoraudoituksen resultantti
C	poikkileikkauksen vääntöjäyhyysmomentti	ΔN_s	leikkausvoiman aiheuttama raudoituksen vetovoiman lisäys
C_c	poikkileikkauksen kimmoinen vääntöjäyhyysmomentti	N_{sc}	poikkileikkauksen puristusraudoituksen resultantti
E_c	betonin kimmomoduuli	N_{sf}	laipassa olevan vetoraudoituksen resultantti
E_{cc}	betonin muunnettu kimmomoduuli pitkäaikaiskuormituksessa	P	jännevoima
E_{cI_c}	halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	T	vääntömomentti, lämpötila
E_p	jänneteräksen kimmomoduuli	T_c	betonin vääntökapasiteetti
E_s	teräksen kimmomoduuli	T_d	vääntömomentin laskenta-arvo
F	voima, kuorma	T_s	vääntöraudoituksen vääntökapasiteetti
F_{bu}	ankkurointikapasiteetti	$T_{u,max}$	vääntökapasiteetin yläraja
F_d	laskentakuorma	V	leikkausvoima, arvosteluerän suuruus
F_t	poikittainen vetovoima, halkaisuvoima	V_c	betonin leikkaukskapasiteetti
F_u	paikallinen puristuskapasiteetti	V_{c0}	leikkausraudoittamattoman rakenteen betonin leikkaukskapasiteetin perusarvo
G	liukumoduuli	V_d	leikkausvoiman laskenta-arvo
I	jäyhyysmomentti	$V_{d,red}$	reduoitu leikkausvoima
I_c	betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	V_F	kuorman F aiheuttama leikkausvoima
K	betonin nimellislujuus	V_p	jännevoiman leikkausvoiman suuntainen komponentti
K_{ef}	poikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys	V_s	leikkausraudoituksen kapasiteetti
K_j	betonin puristuslujuus kuormituksen alkamisajankohtana	V_u	leikkaukskapasiteetti, lävistyskapasiteetti
K_k	vertailulujuus	V_{uf}	$V_{sf} + V_{cf} =$ laipan ja uuman välinen leikkaukskapasiteetti
K_r	täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys	$V_{u,max}$	leikkaukskapasiteetin yläraja, lävistyskapasiteetin yläraja
		W	poikkileikkauksen kimmoinen taivutusvastus
		W_{tc}	poikkileikkauksen kimmoinen vääntövastus
		W_{tr}	vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen vääntövastus
		a	taipuma, etäisyys

b	poikkileikkauksen leveys	h_f	laipan paksuus
b_{ef}	puristuslaipan toimiva leveys	i	betonipoikkileikkauksen jäyhyysäde
b_0	laskelmissa käytetty poikkileikkauksen leveys, kuormitetun pinnan sivumitta paikallisessa puristuksessa	k	kerroin
b_w	uuman leveys	k_b	raudoituksen tartuntakerroin
b_l	kuorman jakaantumispinnan sivumitta paikallisessa puristuksessa	k_j	jatkoskerroin
c	raudoitusta suojaava betonipeitteen paksuus	l	pituus
d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus	l_b	ankkurointipituus
d'	puristusraudoituksen painopisteen etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta	l_{bh}	koukun aiheuttama ankkurointipituuden muutos
e	normaalivoiman epäkeskisyys, lävistysvoiman epäkeskisyys	l_{bp}	jänneraudoituksen ankkurointipituus
e_a	normaalivoiman perusepäkeskisyys	l_j	jatkospituus
e_d	normaalivoiman epäkeskisyyden laskenta-arvo	l_{j0}	jatkospituuden perusarvo
e_{rd}	muunnettu epäkeskisyys vinossa taivutuksessa	n	kuormanvaihtoluku, lukumäärä
e_{01}	itseisarvoltaan suurempi rakenneosan päissä esiintyvistä normaalivoiman epäkeskisyksistä	q	muuttuva kuorma
e_{02}	itseisarvoltaan pienempi rakenneosan päissä esiintyvistä normaalivoiman epäkeskisyksistä	r	tangon sisäpuolinen taivutussäde
e_{0x}	e_0 :n arvo x-akselin suunnassa vinossa taivutuksessa	s	tankoväli, hakaväli
e_{0y}	e_0 :n arvo y-akselin suunnassa vinossa taivutuksessa	s_h	rinnakkaisten tankojen vapaa väli
e_2	normaalivoiman lisäepäkeskisyys	s_v	päällekkäisten tankojen vapaa väli
f	lujuus	t	aika
f_{cd}	betonin puristuslujuuden laskenta-arvo	u	tuen reunasta eräisyydellä $d/2$ olevan leikkauksen rajoittaman kuvion piiri lävistyksessä
f_{ck}	betonin ominaispuristuslujuus	u_{ef}	vääntöraudoituksen rajoittaman kuvion piiri tangon ympärystältä
f_{cnd}	betonin puristuslujuuden laskenta-arvo väsytyskuormituksessa	u_s	leikkausvoima pituusyksikköä tai pinta-alayksikköä kohti
f_{ctd}	betonin vetolujuuden laskenta-arvo	v	halkeaman leveys
f_{ctk}	betonin ominaisvetolujuus	w	halkeaman ominaisleveys
f_{n0}	teräksen väsymislujuuden perusarvo	w_k	neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta
$f_{p0,2k}$	jänneteräksen 0,2-rajaa vastaava ominaismyötölujuus	x	poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
f_{puk}	jänneteräksen ominaismurtolujuus	z	kulma, kerroin
f_{pyd}	jänneteräksen laskentalujuus	α	E_s/E_c = kimmomoduulien suhde
f_{snd}	teräksen laskentalujuus väsytyskuormituksessa	α_{cT}	betonin pituuden lämpötilakerroin
f_{yd}	betoniteräksen laskentalujuus	α_{sT}	teräksen pituuden lämpötilakerroin
f_{yk}	betoniteräksen ominaislujuus	β	kerroin, aaltoisuusluku
f_{yld}	pitkittäisen raudoituksen teräksen laskentalujuus	γ	varmuuskerroin
f_{ytd}	poikittaisen raudoituksen teräksen laskentalujuus	γ_c	betonin osavarmuuskerroin
g	pysyvä kuorma	γ_s	teräksen osavarmuuskerroin
h	poikkileikkauksen korkeus	ε	suhteellinen muodonmuutos
h_e	rakenteen muunnettu paksuus	ε_c	betonin puristuma
h_{ef}	vääntöhalkeilun jälkeen muodostuneen kotelopoikkileikkauksen kotelon paksuus	ε_{cc}	betonin loppuviruma
		ε_{cs}	betonin loppukutistuma
		ε_{cs0}	betonin loppukutistuman perusarvo
		ε_{ct}	betonin venymä
		ε_{cu}	betonin murtopuristuma
		ε_{cy}	betonin myötöpuristuma
		ε_p	jänneteräksen venymä
		$\varepsilon_{p0,2}$	jänneteräksen 0,2-rajaa
		ε_{pu}	jänneteräksen murtorajaa
		ε_s	teräksen venymä
		ε_{sc}	teräksen puristuma
		ε_u	teräksen murtovenymä- ja puristuma
		ε_y	teräksen myötövenymä- ja puristuma
		λ	rakenneosan hoikkuusluku

ρ	suhteellinen teräspinta-ala
ρ'	puristusraudoituksen suhteellinen teräspinta-ala
ρ_c	betonin tiheys
ρ_{\min}	suhteellinen vähimmäisteräspinta-ala
ρ_v	leikkausraudoituksen suhteellinen teräspinta-ala
σ	jännitys
σ_c	betonin jännitys
σ_{\max}	jännityksen yläraja laskentakuormaa vastavassa väsytytkuormituksessa
σ_{\min}	jännityksen alaraja laskentakuormaa vastavassa väsytytkuormituksessa
σ_p	jänneteräksen jännitys
σ_{p0}	jänneteräksen alkujännitys
$\sigma_{p\infty}$	jänneteräksen jännitys jännityshäviöiden tapahtuttua
$\sigma_{p0,\max}$	jänneteräksen jännityksen suurin sallittu arvo
$\Delta\sigma_p$	jänneteräksen jännityshäviö
σ_s	teräksen vetojännitys
σ_{sc}	teräksen puristusjännitys
ν	betonin Poisson'in luku
ϕ	betonin virumaluku
ϕ_0	betonin virumaluvun perusarvo
\emptyset	tangon halkaisija
\emptyset_n	tankonipun nimellishalkaisija

KANSALLINEN LIITE

Standardiin SFS-EN 206-1

BETONI. OSA 1: MÄÄRITTELY, OMINAISUUDET, VALMISTUS JA VAATIMUSTENMUKAISUUS

ESIPUHE

Sovellettaessa eurooppalaista standardia SFS-EN 206-1 Suomessa rakennuslupaa vaativissa rakennuskohteissa kantavien betonirakenteiden valmistuksessa sovelletaan yhdessä standardin kanssa tätä kansallista liitettä.

Tämä kansallinen liite korvaa standardin SFS-EN 206-1 vastaavat säännöt tai täydentää niitä sen mukaan kuin ao. kohdassa on mainittu.

4.3 KOVETTUNUT BETONI

4.3.1 Puristuslujuusluokat

Standardin taulukko 7 korvataan taulukolla 7-(FI):

TAULUKKO 7-(FI)

Normaalipainoisen betonin ja raskasbetonin puristuslujuusluokat. Suunnittelussa suositellaan käytettäväksi toistaiseksi lihavoituja RakMK osan B4 mukaisia lujuusluokkia.

Lujuusluokka	Lujuusluokka SFS-EN	Alin 150 x 300 lieriöillä määrätty ominaislujuus $f_{ck,cyl}$ (MN/m ²)	Alin 150 mm:n kuutioilla määrätty ominaislujuus $f_{ck,cube}$ (MN/m ²)
K10	C8/10	8	10
K15	C12/15	12	15
K20	C16/20	16	20
K25	C20/25	20	25
K30	C25/30	25	30
K35	C28/35*	28	35
K37	C30/37	30	37
K40	C32/40*	32	40
K45	C35/45	35	45
K50	C40/50	40	50
K55	C45/55	45	55
K60	C50/60	50	60
K67	C55/67	55	67
K70	C57/70*	57	70
K75	C60/75	60	75
K80	C65/80*	65	80
K85	C70/85	70	85
K90	C75/90*	75	90
K95	C80/95	80	95
K100	C85/100*	85	100
K105	C90/105	90	105
K115	C100/115	100	115

*) Nämä lujuusluokat eivät ole SFS-EN 206-1 mukaisia eivätkä ne sisälly tulevaan Eurocode suunnittelustandardiin EN 1992-1-1. Ne ovat RakMK osan B4 mukaisia lujuusluokkia, joita voidaan käyttää SFS-EN 206-1 huomautuksen mukaisina ns. välilujuustasoina.

5.1.2 Sementti

Lisäys:

Betonin valmistamisessa käytetään standardin SFS-EN 197-1 mukaisia sementtilaatuja taulukon F.2-(FI) mukaisin rajoituksin.

5.2.5 Seosaineiden käyttö

5.2.5.1 Yleistä

Lisäys HUOM. 2 jälkeen:

Betonissa voidaan käyttää masuunikuonaa alkutes-tauksen mukaisia määriä (katso liite A).

Seosaineiden käytön sallitut enimmäismäärät määräy-tyvät kohdan 5.2.5.2 mukaisesti käytettävästä raken-nussementistä riippuen ja ottaen huomioon taulukon F.2-(FI) mukaiset rajoitukset.

5.2.5.2 k-arvomenettely

Lisäys:

5.2.5.2.4-(FI) k-arvomenettely masuunikuonajauheelle

Vesi-sementtisuhdetta ja sementtimäärää laskettaes-sa voidaan RakMK B4 kohdan 7.5 mukaiselle ma-suunikuonajauheelle käyttää seuraavia k-kertoimia:

masuunikuonajauhe

k = 1,00 rasisitusluokissa XF 1 ja XF 3 sekä kai-kissa XA-luokissa

k = 0,80 muissa rasisitusluokissa

5.2.7 Kloridipitoisuus

Standardin taulukko 10 korvataan taulukolla 10-(FI):

TAULUKKO 10-(FI)

Betonin suurin sallittu kloridipitoisuus

Betonin käyttö	Kloridi-pitoisuus-luokka	Suurin sallittu Cl-pitoisuus (paino-%) sementin määrästä ¹⁾
Raudoittamaton betoni, joka ei sisällä muitakaan metalliosia, lukuun ottamatta korroosion-kestäviä nostoelimiä	Cl 1,0	1,0 %
Raudoitettu betoni tai muita metalliosia sisältävä betoni	Cl 0,2	0,2 %
Jännitetty betoni	Cl 0,1	0,1 %

¹⁾ Kun käytetään tyyppin II seosaineita, jotka otetaan huomioon sementtimäärää määritettäessä, kloridipitoisuus ilmoitetaan kloridi-ionien määränä massaprosentteina sementin ja niiden seos-aineiden yhteismäärästä, jotka otetaan huomioon.

5.3 RASITUSLUOKKIEN VAATIMUKSET

79

5.3.2 Betonin koostumusta koskevat raja-arvot

Lisäys:

Betonin koostumuksen vaatimukset annetaan taulu-kossa F.1-(FI). Taulukkoa voidaan käyttää, jos betonirakenteen suunnittelukäyttöikä on 50 vuotta. Jos betoni kuuluu rasisitusluokkiin XF, pakkasenkestävyys osoitetaan yleisesti hyväksytyllä tavalla.

Selostus: Julkaisussa BY 50 on esitetty vaatimus-tenmukaisuuden toteaminen betonin pakkasen-kestävyyden suhteen.

Taulukon F.1-(FI) arvot koskevat betonia, johon on käytetty standardin SFS-EN 197-1 mukaista CEM I tyyppin sementtiä ja kiviainesta, jonka suurin nimellisraekoko on 16...32 mm. Mikäli kiviaineksen suurin nimellisraekoko on 8...12 mm, korotetaan vähimmäissementtimäärää 20 kg/m³:llä ja vastaavasti tapauksessa, jossa suurin nimellisraekoko on 64 mm, vähimmäissementtimäärää vähennetään 20 kg/m³:llä. Vesi-sementtisuhdevaatimukseen ei kiviaineksen suu-riimmalla nimellisraekoolle ole vaikutusta.

Betoniin saa lisätä tyyppin II seosaineita, eli lento-tuhkaa, silikaa tai masuunikuonajauhetta, vain sellai-sia määriä, että uusi syntyvä sideaineseos vastaa koos-tumukseltaan taulukossa F.2-(FI) esitettyjä kyseises-sä rasisitusluokassa sallittuja sementtejä.

Rasisitusluokissa XF 1 ja XF 3 vähimmäissementti-määrä koskee kaikkien ko. rasisitusluokassa hyväksyt-tyjen sementtilaatuojen kokonaismäärää tai sementin ja sallituissa rajoissa lisättyjen seosaineiden yhteis-määrää. Vesi-sementtisuhdetta laskettaessa betonin tehollinen vesimäärä jaetaan vastaavalla periaatteella lasketulla sementtimäärällä.

Mikäli seosaineita sisältävän sementin seosaine-pitoisuudet tiedetään riittävän luotettavasti valmista-jan laatuinformaation perusteella, voidaan niitä käyt-tää laskelmien perusteina. Muuten tulee aina olettaa, että sementti sisältää seosainetta enimmäismäärän, joka kyseiseen sementtityyppiin on mahdollista lisä-tä.

Betoni on sulfaatinkestävää, jos sen valmistukseen on käytetty sideainetta, joka sisältää vähintään 70 % erillisjauhettua masuunikuonaa.

5.3.3 Toiminnallisiin ominaisuuksiin perustuvat suunnittelumenetelmät

Lisäys:

Jos rakenteen suunnittelukäyttöikä on yli 50 vuotta, tai muuten niin sovitessa, osoitetaan rakenteen säilyvyys yleisesti hyväksytyllä tavalla.

Selostus: Julkaisussa BY 50 on esitetty rakenteen yli 50 vuoden käyttöikää koskeva mitoitusmenettely.

5.5.1 Lujuus

5.5.1.2 Puristuslujuus

Lisäys:

Jos betonin kelpoisuus osoitetaan 100 mm:n särmäisellä kuutiolla, muunnetaan koetulokset 150 mm:n särmäistä kuutiota vastaaviksi tuloksiksi jakamalla yksittäiset koetulokset luvulla 1,03.

6.3 KOOSTUMUKSEN MUKAISEN BETONIN MÄÄRITTELY

Lisäys:

Tämän betonin käyttö ei ole sallittua kantavissa rakenteissa.

6.4 STANDARDIKOOSTUMUSBETONIN MÄÄRITTELY

Lisäys:

RakMK osan B4 mukainen 3-luokan betoni

3-luokan betonin osa-aineet saadaan mitata tilavuusosin. Kun 3-luokan betoni valmistetaan työpaikalla, käytetään sementtiä vähintään seuraavat määrät:

Lujuusluokka	Sementtiä kg/m ³
K15	250
K20	300

3-luokan betonin kelpoisuus voidaan arvostella ilman koekappaleita, jos käytettävissä olevien tietojen nojalla voidaan arvioida betonin ominaisuuksien täytävän niille asetetut vaatimukset.

Standardin taulukko F.1 korvataan taulukolla F.1-(FI):

TAULUKKO F.1-(FI)

Betonin koostumuksen ja ominaisuuksien raja-arvot kun suunnittelukäyttöikä on 50 vuotta

	Ei korroosion tai rasituksen vaaraa	Rasitusluokat												Aggressiiviset kemialliset ympäristöt				
		Kloridin aiheuttama korroosio																
		Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio						Merivesi										
		XC 1 XC 2 XC 3 XC 4				XS 1 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						0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,60	0,50		0,50	0,45	0,40	
Vähimmäislujuusluokka	K15	K25	K30	K30	K35	K40	K45	K45	K35	K35	K45					K40	K45	K50
Vähimmäis-sementtimäärä (kg/m ³)		200	230	250	270	300	320	320	300	300	320	270	300			300	320	330
F-luku (vähimmäisarvo) ²⁾												1,0		1,5				
P-luku (vähimmäisarvo) ³⁾												25		40				
Muut vaatimukset																Sulfaatinkestävä sementti ¹⁾		

¹⁾ Jos SO₂ johtaa rasitusluokkiin XA 2 tai XA 3, käytetään sulfaatinkestävää sementtiä.

²⁾ F-luvun määrittäminen on esitetty ohjeisena

³⁾ P-luvun määrittäminen on esitetty ohjeisena

F-luvun määrittäminen

Betonin F-luku lasketaan kaavasta

$$F = \frac{1}{-4,0 + 7,2 \cdot \frac{\left(\frac{w}{c}\right)^{0,45}}{(a-1)^{0,14}}}$$

missä

w/c on tehollinen vesi-sementtisuhte (tehollinen vesimäärä / kokonaissementtimäärä)

a on mitattu ilmamäärä (%), tapauksessa, jossa betonin kiviaineksen suurin raekoko on 16 mm. Suurimman raekoon ollessa 12 mm mitatusta ilmamäärästä vähennetään 0,5 %-yksikköä ja raekoon ollessa 8 mm 1,0 %-yksikköä.

P-luvun määrittäminen

P-luku lasketaan kaavasta

$$P = \frac{46 \times k_{jh} \times k_s}{\frac{10 \times (WAS_{RED})^{1,20}}{\sqrt{a}} - 1}$$

missä

k_{jh} on jälkihoitotekijä

k_s on sideainetekijä

WAS_{RED} on redusoitu vesi-ilma-sideainesuhde

a on ilmamäärä (%)

Jälkihoitotekijä k_{jh} lasketaan kaavasta

$$k_{jh} = 0,85 + 0,17 \log_{10}(t_{jh})$$

missä

t_{jh} on jälkihoitoaika (vrk)

Sideainetekijä k_s lasketaan kaavasta

$$k_s = 1 - \left(\frac{Q_{vesi}}{Q_{sid}}\right)^{0,5} \times (0,05 \times sil + 0,02 \times kuona + 0,01 \times lt)$$

missä

sil on silikan määrä (% sideaineesta)

kuona on masuunikuonan määrä (% sideaineesta)

lt on lentotuhkan määrä (% sideaineesta)

Q_{vesi} on tehollinen vesimäärä (kg/m^3)

Q_{sid} on sideaineen kokonaismäärä (kg/m^3)

Sideaineen kokonaismäärä Q_{sid} lasketaan kaavasta

$$Q_{sid} = Q_{sem} + 2,0 \cdot Q_{sil} + 0,8 \cdot Q_{kuona} + 0,4 \cdot Q_{lt}$$

missä

Q_{sem} on sementtimäärä (kg/m^3)

Q_{sil} on silikapitoisuus (kg/m^3)

Q_{kuona} on masuunikuonapitoisuus (kg/m^3)

Q_{lt} on lentotuhkapitoisuus (kg/m^3)

Redusoitu vesi-ilma-sideainesuhde WAS_{RED} lasketaan kaavasta

$$WAS_{RED} = \frac{Q_{vesi} + 10 \times (a - 2)}{Q_{sem} + 2,0 \times Q_{sil} + 0,8 \times Q_{kuona} + 0,4 \times Q_{lt}}$$

missä

a on ilmamäärä (%)

Q_{sem} on sementtimäärä (kg/m^3)

Q_{vesi} on tehollinen vesimäärä (kg/m^3)

Q_{sil} on silikapitoisuus (kg/m^3)

Q_{kuona} on masuunikuonapitoisuus (kg/m^3)

Q_{lt} on lentotuhkapitoisuus (kg/m^3)

Lisäys:

TAULUKKO F.2-(FI)

Sallitut sementit eri rasitusluokissa

	X0	Rasitusluokat																Aggressiivinen kemiallinen rasitus		
		Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio				Kloridin aiheuttama korroosio				Jäädytys-sulatus-rasitus				XA1	XA2	XA3				
		XC1	XC2	XC3	XC4	Merivesi		Kloridi muusta kuin merivedestä		XF1	XF2	XF3	XF4							
Sallitut sementtilaadut	Kaikki standardin SFS-EN 197-1 mukaiset sementit sallittu	I II/A-S II/B-S	I II/A-S II/B-S	I II/A-S II/B-S	I II/A-S II/B-S	XS1 I II/A-S II/B-S	XS2 I II/A-S II/B-S	XS3 I II/A-S II/B-S	XD1 I II/A-S II/B-S	XD2 I II/A-S II/B-S	XD3 I II/A-S II/B-S	XF1 I II/A-S II/B-S	XF2 I II/A-S II/B-S	XF3 I II/A-S II/B-S	XF4 I II/A-S II/B-S	I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B	I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B	I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B	I II/A-S II/B-S II/A-D II/A-V II/B-V II/A-LL II/A-M II/B-M III/A III/B	
Suurimmat sallitut seosainelisykset (% lentotuhka sementistä), kun käytetty sementti on CEM I	45	45	45	30	45	30	20	20	45	30	30	30	30	30	30	45	45	45	375	375

1) Käytetään sulfaatinkestävää sementtiä

2) Vaatimukset arvioidaan tapauskohtaisesti

OPASTAVAA AINEISTOA

BY 27 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa. Suunnittelu- ja rakentamisohjeet sekä pilarilaataston mitoitusesimerkki. Suomen Betoniyhdistys r.y. Helsinki 1988.

BY 50 Betoninormit 2004. Suomen Betoniyhdistys r.y. Helsinki 2004.