

Massiivisten betonirakenteiden perusvaatimuksia

Elina Paukku, betoniteknologia-asiantuntija
Säilyvyysuunnittelu, kuntotutkimukset
Sweco Rakennetekniikka Oy

Viimeisen puolentoista vuoden aikana on selkeästi tullut esiin työmaiden ylikireät aikataulut ja niistä aiheutuvat ongelmat erityisesti massiivisissa betonivaluissa. Työmailla on tahtia pyritty – jopa massiivisissa valuissa – nopeuttamaan käyttämällä mm. pikasementtiä betonin sideaineena. Lisäksi on todettavissa haluttomuutta tuoda masuunikuonaa Etelä-Suomeen. Valunopeuksia on työmaalla pyritty kasvattamaan, jolloin seurauksena on ollut puutteellista tiivistystä, jälkitiivistysten poisjättöjä ja sen myötä plastista painumaa, mistä seurauksena taas on paljastunut raudotteiden heikentyneitä ja jopa täysin puutteellisia tartuntoja betoniin. Myös jälkihoidon laatu on ollut heikkoa, jolloin pintoja on jouduttu korjaamaan. Pahimpia vaurioita on syntynyt liian korkeaksi nousseen hydrataation aikaisen lämmöntuoton aiheuttamien vaurioiden myötä. Lujuuskato on aiheuttanut paitsi turhaa ja tarpeetonta halkeilua, myös rakenteiden vahvistustarpeita tai sitten rakenteen laskennallinen kapasiteetti on vain juuri ja juuri riittänyt suunnitellulle kuormitustilanteelle. Lujuuskatovaurioiden lisäksi on todettu vaurioita myös betonin mikrorakenteessa, joten myöhemmät vakavammatkin betonivauriot ovat mahdollisia alentuneiden säilyvyysominaisuuksien lisäksi. Yleisvaikutelma tapahtuneista asioista, niihin johtaneista syistä ja annetuista selityksistä on herättänyt selvän huolen siitä, että massiivirakenteiden betoni- ja betonointiosaaminen alkaa olla katoavaa tietotaitoa.

Erityisesti pääkaupunkiseudulla on tällä hetkellä ja vielä lähitulevaisuudessa rakenteilla useita suuria kohteita, joissa rakenteet ovat poikkeuksellisen raskaasti kuormitettuja ja toimintatavoiltaan sen laatuksia, että yksittäisistä betonirakennesista tulee väistämättä massiivisia. Kyseiset kohteet mielletään yleisesti ottaen kerrostalo- ja toimitilarakentamiseksi ja niin ollen kohteiden työmaatekniikat ja -toiminnot pitkälti noudattavat em. tyyppisessä rakentamisessa ns. normaalikohteissa hyväksi havaittuja metodeja. Kuitenkin näiden kohteiden massiivissa valuosissa esiintyy mittasuhteiltaan sellaisia pilareita, palkkeja, holveja ja erilaisia perustusrakenteita, joita tavanomaisessa kerrostalo- tai toimitilarakentamisessa ei normaalisti esiinny. Vaatii sekä betonin toimittajilta että urakoitsijoiltakin erityisosaamista toteuttaa nämä poikkeuksellisen vaativat massiivirakenteet siten, että tarpeettomilta vaurioilta välttyttäisiin.

1 Massiivinen pilari-palkkiperustus kattotasoon tuetulle siilolle. Kuvan rakenne ei liity tekstissä mainittuihin massiivirakenteiden vaurioihin.





2

Massiivirakenteen määritelmä ja erityispiirteet

Ohjeessa RIL-149 Betonityöohjeet, massiivirakenteen määritelmä kuuluu seuraavasti: "Betonirakenne katsotaan massiiviseksi, jos se on mitoitetaan niin suuri, että on tarpeen ryhtyä erityistoimenpiteisiin hydrataatiolämmön aiheuttamista lämpömuodonmuutoksista syntyvän halkeamisvaaran tai korkeasta lämpötilasta johtuvan lujuuskadon rajoittamiseksi". Massiivirakenteeksi voidaan määritellä minkä tahansa tyyppinen rakenne, jonka pienin mitta on yksi metri. Kuitenkin, mikäli esim. betonimassan sideainemäärä on lujuus- tai säilyvyysvaatimuksista johtuen suuri (tai valittu sideainetyyppi jo lähtökohtaisesti väärä), voivat lämpötilanmuutokset sekä maksimilämmöt ja lämpötilaerot tulla huomattavan suuriksi, vaikka rakenteen pienin mitta olisi ainoastaan puoli metriä. Tämän vuoksi on massiivirakenteen materiaalikoostumukseen ja työmenetelmiin kiinnitettävä tavanomaista betonirakennetta enemmän huomiota.

Massiivirakenteen materiaalitekniset yleisvaatimukset

Massiivirakenteessa käytettävän betonimassan sideainekoostumus tulee valita siten, että syntyvä hydrataatiolämpö jäisi mahdollisimman alhaiseksi. Tämä saadaan aikaan sementeillä, jotka ovat jauhettu karkeammiksi. Lisäksi usein

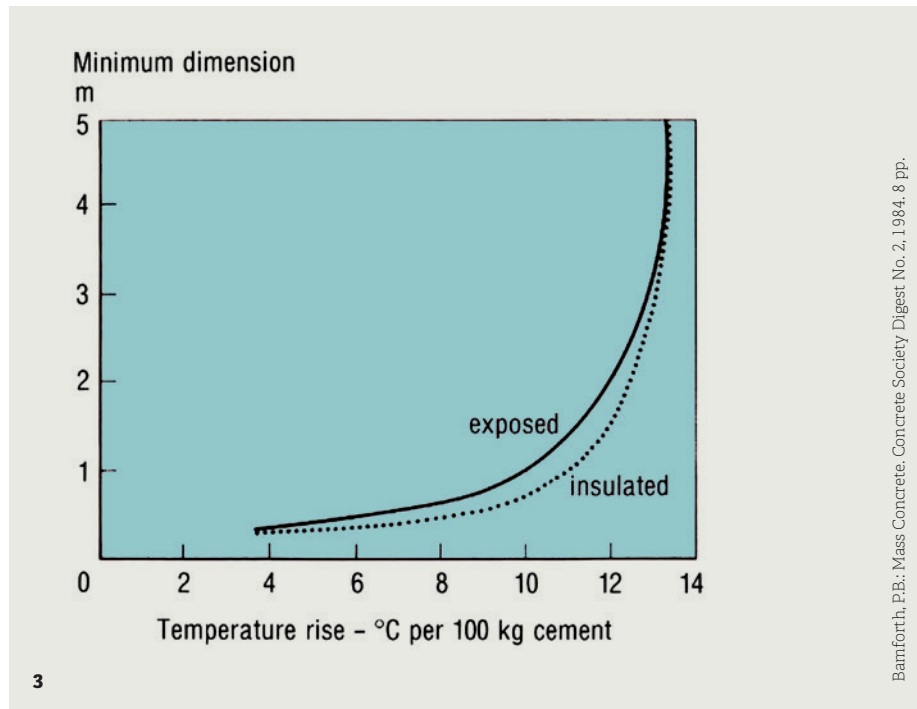
tarvitaan lentotuhkaa tai masuunikuonaa lämmöntuottoa tasaamaan. Edelleen massiivirakenteen betonimassan lämmöntuottoa voidaan materiaaliteknisesti alentaa vähentämällä sementin määrää ja kasvattamalla betonissa käytettävän kiviaineksen suurinta raekokoa. Alhaisemman lämmöntuoton kääntöpuolena on yleensä hitaampi lujuudenkehitys kovettumisen alkuvaiheessa, mikä on massiivisia rakenneosia valmistettaessa otettava aina huomioon työsuunnittelussa ja aikataulutuksessa. Kun huomioidaan standardin SFS-EN 450-1 mukaisen lentotuhkan käyttöön liittyvät riskit, on standardin SFS-EN 15167-1 mukainen masuunikuona aina turvallisempi valinta massiivirakenteen sideainekoostumukseen.

Suomessa tällä hetkellä valmistettavista sementtityypeistä alhaisin lämmöntuotto on SR-sementillä (CEM I 42,5 N – SR3; lämmöntuotto $H_f = 320 \dots 340$ kJ/kg) ja Plus-sementillä (CEM II / B-M (S-LL) 42,5 N; lämmöntuotto $H_f = 310 \dots 340$ kJ/kg). Käytettävän sementtityypin valinnassa on kuitenkin huomioitava myös rakenteen rasitusluokat ja säilyvyysvaatimukset, ei pelkästään rakenteen massiivisuus. Suomessa ei enää valmisteta ns. alhaislämpösementtiä, vaan sille tyyppillisen sideainekoostumuksen saamiseksi on CEM I-tyyppinen sementti seostettava runsaasti (36 % < x < 80 %) masuunikuonalla sideainetyypiksi CEM III A tai B. Tällaisen sideainetyypin käyttö olisi mas-

siivirakenteissa erittäin suotavaa, sillä niiden käyttöön ei liity samanlaista lujuusteknistä riskiä, kuin lentotuhkaa sisältävien massojen käyttöön liittyy.

Betonimassan varhaisvaiheen lämmöntuotto syntyy pääasiassa sementtiklinkkerin sisältämistä trikalsiumaluminaatti- (C_3A) ja trikalsiumsilikaatti- (C_3S) eli aliitti-komponenteista. Massiivirakenteen betonimassan sideainekoostumus tulee valita siten, että se sisältää mahdollisimman vähän näitä kahta komponenttia, jotta lämpötilaerot ja ylipäättään alkuvaiheen lämmönkehitys jäisivät alhaisemmiksi.

Sementtistandardin mukaisissa sementtityyppien merkintätavoissa lujuustason ilmoittavan numeron jälkeen esiintyy kirjain R tai N. Näillä kuvataan sementin alkuvaiheessa tapahtuvaa lujuudenkehitystä. R tarkoittaa suurta alkulujuutta. N tarkoittaa ns. normaalia lujuuskehitystä, jossa lujuus tulee alkuvaiheessa hieman hitaammin kasvaen tasaisesti hydrataation loppua kohti. Tämä ei siis kuvaa eikä tarkoita sementin sitoutumisaikaa. Suuremman alkulujuuden antavat sementit tyyppillisesti soveltuvat suhteellisen ohuihin tai hoikkisiin, nopean muottikierron vaativiin rakenneosiin. Esim. Pika-sementti (CEM I 52,5R) ei lähtökohtaisesti sovellu massiivirakenteen sementiksi suuren lämmöntuottonsa vuoksi.



2 Massiivisia perustusrakenteita. Kuvan rakenteet eivät liity tekstissä mainittuihin massiivirakenteiden vaurioihin.

3 Bamforth-kaavio. Lämmön nousu massiivirakenteissa suhteessa rakenteen mittoihin ja sementtimäärään.

Kuten jo edellä on todettu, käytetään massiivirakenteissa yleisimmin lentotuhkaa tai masuunikuonaa tasaamassa lämmöntuottoa. Mikäli jo alkuvaiheessa jostain syystä ehdottomasti tarvitaan tavanomaista suurempaa lujuutta, voidaan sideainekoostumuksena käyttää esim. SR-sementtiä ja jopa pientä määrää silikaa (vaikka silikan lämmöntuotto on yleensä suuri). Silika tuo alkuvaiheeseen enemmän lujuutta kuin masuunikuona tai lentotuhka, mutta alhaisen lämmöntuoton omaava SR-sementti "leikkaa" silikan aiheuttamaa lämpöpiikkiä. Luonnollisesti rakenteen mitat ja geometria on huomioitava eli mihin tahansa massiivirakenteeseen ei em. tyyppinen massakoostumus välttämättä tule kyseeseen, mutta esim. pilarirakenteissa sitä on käytetty Suomessa menestyksekkäästi mm. Helsingissä Kampin keskuksen massiivisissa pilareissa.

Maailmalla on jo käytetty erittäin vaativissa rakenteissa myös ns. ternärisiä betonimassakoostumuksia. Tällöin sementtiä seostetaan kahdella mineraalisella seosaineella tavanomaisen yhden sijaan. Esim. Tanskassa, Norjassa, Yhdysvalloissa ja Kanadassa on valettu erittäin vaativia silta-, tunneli- ja merirakenteita koostumuksella SR-sementti + lentotuhka + silika. Tällaisella betonimassalla on suhteellisen suuri alkulujuus lämmöntuoton pysyessä aisoissa. On huomattava, että lentotuhkan laatu (sen kemiallinen koostumus ja stabiilisuus) vaikut-

taa sen käytettävyyteen kantavissa rakenteissa. Lentotuhkaa sisältävien massojen kanssa ylipäätään on syytä olla varovainen johtuen tavallista lentotuhkaa koskevan standardin SFS-EN 450 liian lievästä vaatimustasosta.

Massiivirakenteen betonimassan sisältämän sementin kokonaismäärää vähentämällä pienennetään paitsi massan reagoitokykyisen materiaalin kokonaispinta-alaa, jolloin lämmöntuotto kokonaisuudessaan vähenee, erityisesti viivästytetään maksimilämmön ajankohdan esiintymistä. Tällöin betonin vetolujuus ehtii kasvaa ja betoni on vähemmän altis halkeilulle. Myös notkistimen käyttö betonimassassa vaikuttaa vesi- ja/tai sementtimäärää vähentäen. Kun sementtimäärä missä tahansa betonimassassa ylittää 350 kg/m^3 , tulee massan lämmöntuottoon aina kiinnittää erityistä huomiota. ACI ja RILEM ohjeistavat massiivirakenteen betonimassan sementtimääräksi enintään 340 kg/m^3 . Karkea nyrkkisääntö massiivirakenteen lämmön nousulle on esitetty kuvassa 3.

Jos betonirakenteen minimimita on noin 1,5 metriä, niin sen kuumimman kohdan lämpötila nousee noin 11°C jokaista sataa sementtikiloa kohti. Jos betonimassassa on sementtiä esim. lujuusvaatimuksen vuoksi 460 kg , niin betonimassan maksimilämpö nousee karkeasti $4,6 \times 11^\circ\text{C} = 50,6^\circ\text{C}$ betonimassan lähtölämpötilasta lukien. Jos betonimassan lähtölämpötila on $+20^\circ\text{C}$, on hydrataation aikainen maksimilämpö



Teuvo Meriläinen

karkeasti noin $+70^{\circ}\text{C}$. Tästä johtuen on massiivirakenteessa myös sementin määrää pyrittävä vähentämään. Betonimassan lähtölämpötilan kasvaessa kasvaa myös massan maksimilämpö.

Betonin (karkean) kiviaineksen koko vaikuttaa lämmönkehitykseen (karkean) kiviaineksen lämpökapasiteetin kautta. Lämpimänä vuodenaikana, jolloin ulkona (tai siilossa) varastoidut kiviainekset ovat lämmenneet, nostaa myös se valmistettavan betonimassan lähtölämpötilaa korkeammaksi ilman erikseen suoritettavia jäähdytystoimenpiteitä. Vastaavasti jäähdytetyt tai luontaisesti kylmät kiviainekset (viileämpänä vuodenaikana) jäähdyttävät massan lähtölämpötilaa. Mitä suurempi on kiviaineen raekoko, sitä suurempi on sen massa ja lämpökapasiteetti eli kyky varastoida lämpöä. Karkean kiviaineksen suhteellinen osuus koko kiviainemäärästä tulisi olla suurehko, jopa 70–85 %. Myös karkean kiviaineksen mineraalinen koostumus vaikuttaa kiviaineksen lämpölaajenemiskertoimeen ja sitä kautta lämpöominaisuuksiin.

Massan raekoon valintaan vaikuttaa kuitenkin myös rakenteen sallitut kutistumaominaisuudet: Mikäli halutaan minimoida kutistumia ja siitä johtuvaa halkeilua, tulee raekoko valita mahdollisimman suureksi. Rakennesuunnittelija määrittää rakenteelle sallitun kutistuman ja/tai suurimmat halkeamaleveydet.

Betonia valmistettaessa siihen sekoitetavan veden lämpö vaikuttaa betonimassan lähtölämpötilaan. Lämpimänä vuodenaikana erityisesti massiivirakenteen betonimassaan sekoitettavan veden tulisi olla mahdollisimman

kylmää. Tarvittaessa vesi voidaan lisätä jäähiileiden muodossa. On myös muistettava vesimäärän ja siten vesi-sideainesuhteen vaikutus kutistumien syntyyn, niin kuivumiskutistumien kuin autogeenisenkin kutistuman osalta. ACI:n standardin mukaan betonimassan lähtölämpötila saisi maksimissaan olla $+22^{\circ}\text{C}$, rakenteen mitoista ja ulkoilman lämpötilasta riippuen. Kun rakenteen pienin mitta on 90 ... 180 cm, tulisi betonimassan alkulämpötilan muottiin pumppaamisen jälkeen olla enintään $+18^{\circ}\text{C}$. Erittäin lämpimällä ilmalla massiivirakenteen betonimassan lähtölämpötilan tulisi olla alle $+15^{\circ}\text{C}$, mieluiten noin $+10^{\circ}\text{C}$ tuntumassa.

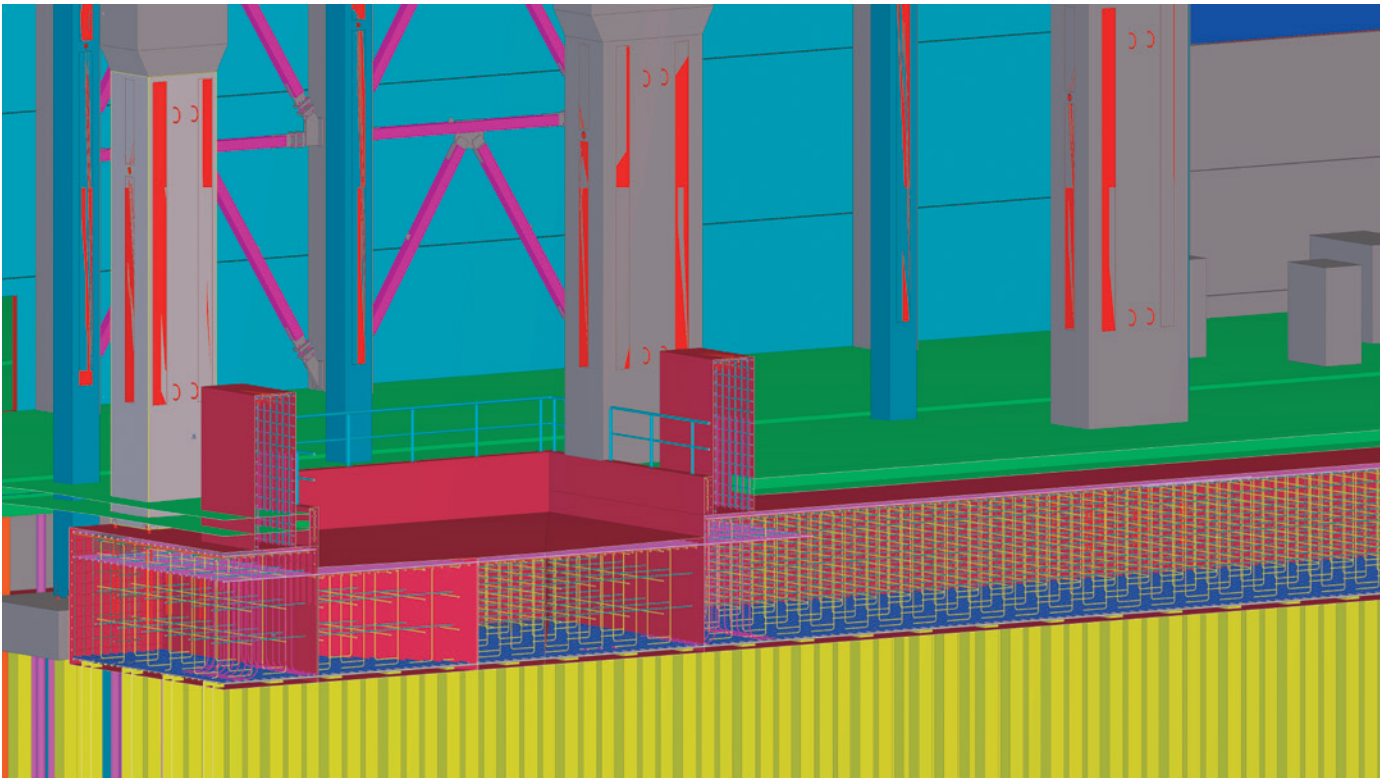
Massiivirakenteen betonimassalle on siis useita erityisiä, tavanomaisen valun betonista poikkeavia vaatimuksia, jotka tulee huomioida massan koostumuksen suunnittelussa ja sen valmistuksessa. Massiivirakenteen lämmönousua on mahdollista kontrolloida ja hallita useilla eri tavoilla, jotka vaativat hieman tavanomaisten rakenteiden valuja enemmän etukäteissuunnittelua niin urakoitsijalta kuin betonimassan toimittajaltakin.

Massiivirakenteen työtekniisiä ja jälkihoidon erityisvaatimuksia

Massiivirakenteen betonointi vaatii huolellisen ennakkosuunnitelman ja betonointisuunnitelman laatimisen. Vähintään vaativan tason (tai vanhan 1-luokan) betonityönjohtaja laatii ennen valua yksityiskohtaisen betonointisuunnitelman, joka tarvittaessa suunnitellaan vaikka kuormakohtaisesti – ja aina, kun valetaan useam-

4 Massiivinen tuenta. Pilvenpiirtäjän perustuksia Sydneystä.

5 Massiiviantura Tekla-mallissa.



man tyyppisiä rakenteita samaan aikaan ja/tai tarvitaan useamman tyyppisiä betonimassoja samassa valutapahtumassa. Myös lämmön- ja lujuudenkehityslaskelmat tulee teettää aina, kun valetaan massiivisia rakenneosia, jokaiselle geometrialtaan ja mitoiltaan erilaiselle rakenteelle erikseen, sillä raaka-ainekoostumuksen lisäksi lämmönkehitykseen vaikuttaa valettavan rakenteen tilavuuden ja pinta-alan suhde. Lämmönkehityslaskemien pohjalta suunnitellaan tarvittavat suojaus- ja/tai jäähdystysoimenpiteet sekä lämmönmittauspisteiden sijoittelu ja niiden lukumäärä eri rakenneosiin.

Lämmönmittauspisteet on sijoitettava niin, että valettavasta rakenneosasta saadaan esiin sen kuumin ja kylmin tila (maksimigradientti). Näin ollen on ainakin yksi lämmönmittauspiste sijoitettava rakenteen kuumimmasta osasta katsottuna kauimmaiseen nurkkaan/reunaan, yleisgeometria huomioiden. Myös eri liittyvien rakenneosien väliset lämpötilaerot tulee saada mittauksilla esiin. Lisäksi on erityisesti huomioitava ne osat rakenteesta, joissa lämpö voi siirtyä esim. kolmeen eri suuntaan tavanomaisemman kahden suunnan sijaan. Jostain syystä työmailla tuntuu vallitsevan yleinen käytäntö, joissa massiivisiin valuksiin on sijoitettu vain yksi tai enintään kolme lämmönmittauspistettä. Tämä ei useinkaan ole riittävä määrä, kun huomioidaan rakenteiden geometria, valutilavuudet sekä liittyvät rakenteet tai valupohjat.

Massiivirakenteen lämmönkehitystä tulisi ensimmäisten 48 tunnin aikana seurata tunnin

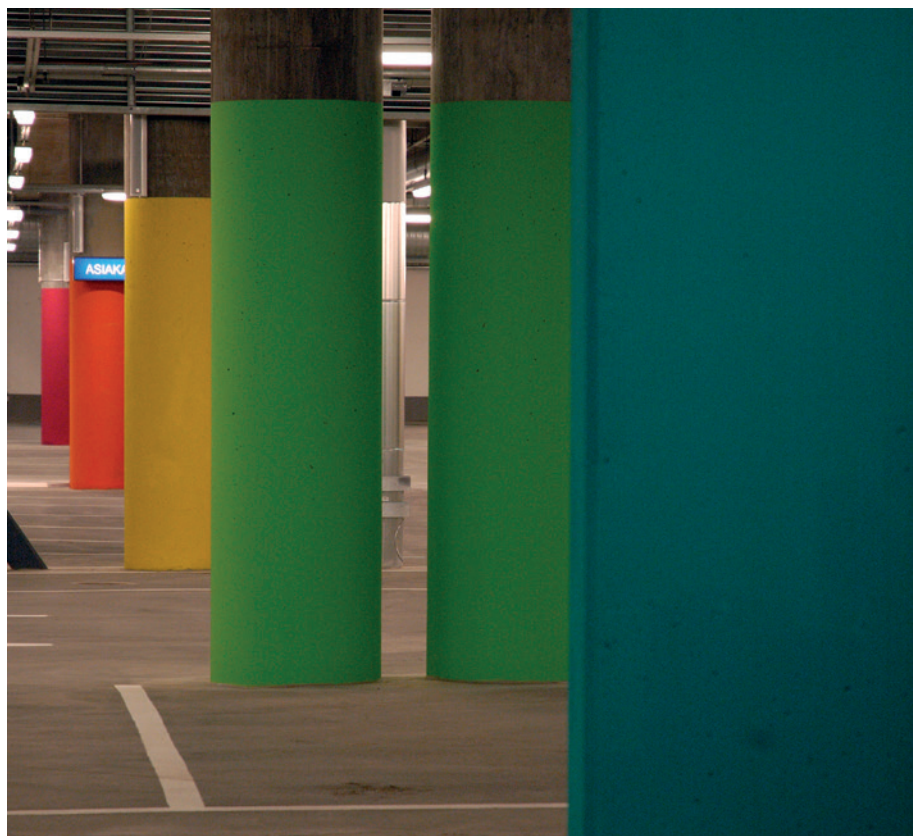
välein ja sen jälkeen 7 vrk:n ikään asti noin 3 - 4 tunnin välein. Betonityöohjeen RIL-149 mukaan betonin hydrataation aikainen lämpötilaero saa olla enintään 20 °C ja kriittisissä rakenteissa lämpötilaero tulisi rajoittaa 15 °C:een. Betoninormien (BY50 tai BY65) ja Betonirakenteiden toteutusstandardin SFS-EN 13670 mukaan lämpötilan nousu kovettumisvaiheen aikana ei saisi olla suurempi kuin 25 °C. Myös rakenteen jäähtymisnopeuksille on RIL-149 mukaan rajoitteita. Työmailla on yleistynyt käytäntö, jossa lämmönseuranta tehdään ns. etäluettavilla mittareilla ilmeisesti vain betonin toimittajan taholta. Onko tämä varmasti riittävä tapa todeta ajoissa lämmönkehityksessä tapahtuvat ei-toivotut muutokset? Onko näin toimien työmaalla varmasti mahdollisuus reagoida riittävän nopeasti tarvittaviin jäähdystys- tai suojaustoimenpiteisiin?

Massiivirakenteissa (esim. pilarit, massiivipetuslaatat, siltakannet) harvoin voidaan valaa 0,5 metriä paksuja valukerroksia kerralla. Yleensä massiivirakenteissa valukerroksen enimmäispaksuutena pidetään 0,3 metriä, sillä paksut valukerrokset vaikuttavat mm. jälkitiivistyksen tehokkuutta heikentävästi. Lämpimällä säällä betonimassa voidaan joutua jopa hidastamaan, jotta sen tiivistäminen isoissa valukohteissa ylipäätään voidaan toteuttaa onnistuneesti. Jälkitiivistämisen onnistumiseen massiivirakenteissa vaikuttaa myös käytetyn betonimassan notkeus ja kiviaineksen koko. Muottipaine rajoittaa massiivirakenteissa valun nostonopeutta tehokkaimmin ja se hyvin harvoin on

massiivisissa pilarirakenteissa enemmän kuin 0,2 m/h. Tämä on kuitenkin aina laskettava tapauskohtaisesti. Massiivirakenteissa hyvän tiivistystuloksen aikaansaamiseksi valunopeuden ei olisi suotavaa ylittää 7 - 8 m³/h per tiivistyshenkilö.

Massiivirakenteen jälkihoito poikkeaa tavanomaisen betonirakenteen jälkihoidosta kestoajaltaan. Betoninormit (BY50 tai BY65) määrittelee rakenteen vähimmäisjälkihoitoajan sen kypsyyssasteen/lujuudenkehitystason pohjalta suhteessa rakenteen lämpötilaympäristöön. Esim. +20 °C lämpötilassa olevan C35/45-lujuusluokan betonirakenteen vähimmäisjälkihoitoaika 70 % nimellisljuuden saavuttamiseksi on 6,5 vrk. Massiivirakenteissa lämmönkehitys ja sen tasaantuminen, sallittu lämpötilagradientti ja rakenteen sallitut jäähtymisnopeudet huomioiden ei muuttien purku ole tässä vaiheessa vielä mahdollista. Valitettavasti suomalaiset Betoninormit (BY50 ja BY65) tai Betonirakenteiden toteutusstandardi SFS-EN 13670 tai sen kansallinen liite SFS 5975 eivät tätä asiaa tuo mitenkään esiin. Myöskään C35/45-lujuustasoa suurempien lujuusluokkien jälkihoitoaikaan ei Betoninormit tai standardit anna erikseen minkäänlaista ohjeistusta. Toteutusstandardi määrittelee jälkihoitoajan ylipäätään vain betonirakenteen pintalämpötilan mukaan siten, että jälkihoitoaika kasvaa lämpötilan laskiessa.

Neville'n mukaan on massiivirakenteen suojaukset ja muotit pidettävä paikoillaan niin kauan, että rakenteen kuumimman sisäosan ja kylmimmän ulko-osan välinen lämpötilaero on



Betoniteollisuus ry / Betoni-lehden arkisto

6

10 °C. ACI:n ohjeen mukaan massiivirakenteen 60 % nimellislujusvaatimuksen tultua saavutetuksi muottilukkoja tulee löysätä hetkellisesti, jotta muotin ja betonirakenteen pinnan väliin saadaan valutettua vettä massiivirakenteen jälkihoitamiseksi (suuren lämmöntuoton ja sallitut jäähtymisnopeudet huomioiden). Muotteja ei tuolloin vielä pureta. Edelleen saman ohjeen mukaan minkä tahansa tyyppisessä massiivirakenteessa jälkihoidon vähimmäiskestoajan tulisi olla 14 vrk ja myös muottipintojen alla olevia betonipintoja tulee tänä aikana säännöllisin välein kostuttaa vesisumutuksella muotteja siksi aikaa löysäten.

”Jottain tarttis tehreä asial”

Työmailla tuntuu vallitsevan melko yleisesti käsitys, että betonirakenteen lämpökäsittely ja hydrataation aikainen liiallinen lämmön nousu olisivat verrattavissa toisiinsa. Näin ei ole, näitä kahta asiaa ei milloinkaan tule rinnastaa toisiinsa. Ensin mainittu on aina joka suhteessa hallittu ja suunniteltu prosessi, kun taas viimeksi mainittu tapahtuu suunnittelematta ja sillä usein on ikäviä jälkiseuraamuksia. Kun betonirakenteen hydrataation aikainen lämmön nousu menee lähelle +70 °C tai jopa sen yli, saattaa seurauksena olla hyvin merkittävääkin lujuskatoa (30 - 70 %), betonin viivästynyt ettringiittireaktio (Delayed Ettringite Formation DEF), tarpeetonta erityyppistä betonirakenteen halkeilua sekä muutoksia betonin mikrorakenteessa (ja sementtikemiassa), millä voi olla vaikutusta mm. säilyvyysominaisuuksiin. Kaikissa

em. tapauksissa on yleensä seurauksina kalliita korjauksia ja mahdollisesti myös aikatauluviivästyksiä.

Tiedonkulun työmaan betonityönjohdon ja betonin toimittajien välillä eri valukohteiden materiaalivalintoihin liittyen tulisi olla esteetöntä ja avointa. Betonin toimittajan on riittävän ajoissa saatava tieto valettavan rakenteen mitoista, geometriasta yms., jotta sideainekoostumus osataan valita oikein ja tarvittavat lämmönkehityslaskelmat laatia. Niitä voidaan joutua suorittamaan useampi kierros valuajan kohdan säätietojen tarkentuessa. Työmaan betonityönjohdon on suunniteltava vaativat valut yksityiskohtaisesti ja varattava riittävästi aikaa paitsi itse valutapahtumille, myös riittävälle jälkihoidolle. Työmaan yleistyönjohdon on varmistettava kokonaisaikataulujen riittävyys yhdessä tilaajien kanssa. Työkohteiden toteutuksen yleisaikataulut on suunniteltava valittujen rakennusmateriaalien ja niiden edellyttämien rakennusprosessien vaatimukset huomioiden, eikä pelkän tuottavuusnäkökulman sanellessa aikataulua.

Mikäli kaikki esim. pääkaupunkiseudulle viime aikoina esitetyt suunnitelmat korkean rakentamisen suhteen toteutuvat ja uusi ydinvoimalahankekin käynnistyy, valetaan Suomessa vielä monia vuosia erittäin massiivisia ja erittäin vaativia rakenneosia. Tehdään niistä siis mahdollisimman korkealaatuisia!

Kirjallisuutta:

- Bamforth, P.B.: Mass Concrete. Concrete Society Digest No.2, 1984, 8 s.
- Tayade, K.C. – Deshpande, N.V. – Pofale, A.D.: Experimental study of temperature rise of concrete and assessment of cracking due to internal restraint. Research article in the International Journal of Civil and Structural Engineering, Volume 4, No 3, 2014. 12 s.
- Kairouz, A.: Massive Concrete Placements. Esitelmä 20.12.2011. ACTS, 49 s.
- Neville, A.M.: Properties of Concrete. Prentice Hall, 4th edition, 1995. 844 s.
- ACI 207.1R-05 Guide to Mass Concrete. ACI Committee, 2005. 30 s.
- ACI 231R-10 Report on Early-Age Cracking: Causes, Measurement and Mitigation. ACI Committee, 2010. 46 s.
- RILEM Technical Committee 119: Avoidance of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. E&FN Spon, 1998. 348 s.
- ACI 305R-10 Guide to Hot Weather Concreting. ACI Committee, 2010. 23 s.
- ACI 301-10, Specifications for Structural Concrete. An ACI Standard, ACI Committee, 2010. 77 s.
- ACI 308R-01 Guide to Curing Concrete. ACI Committee, 2008. 30 s.



7

6 Kampin kantavat betonirakenteet olivat massiivisia ja onnistuivat hyvin. Kuvan rakenteet eivät liity tekstissä mainittuihin massiivirakenteiden vaurioihin.

7 Massiivilaatan raudoitusta.

Basic criteria for massive concrete structures

There are several large-scale projects under construction, particularly in the Helsinki region, where exceptionally high loads will act on the structures and the way they function makes massive individual concrete structures unavoidable.

Special competence is required of both the suppliers of concrete and the contractors to execute these particularly demanding massive structures in such a way that unnecessary damage can be avoided.

Problems and accidents have been encountered in the past 18 months. There is justified cause to feel concern about the disappearance of expertise related to concrete and concreting required for massive structures.

There are several special criteria that apply to the concrete mix designed for a massive structure. These criteria are different from those applied to concrete to be used in normal concreting, and they need to be taken into account in the concrete mix design and preparation. Heat development in a massive structure can be controlled and managed by a number of methods.

They require somewhat more advance planning than the concreting of ordinary structures, of both the contractor and the concrete supplier.

A carefully prepared pre-plan and a concreting plan are needed for the concreting of a massive structure. The detailed concreting plan must be prepared, load-specifically if necessary, before the performance of the concreting process by the concreting supervisor, who shall have adequate qualifications for the work. Heat and strength development calculations shall also be made, when massive structural parts are concreted, separately for every structure depending on its geometry and dimensions. Heat development is affected not only by the composition of the raw material, but also by the ratio of the volume and area of the structure that is cast. The required protection and/or cooling measures are designed on the basis of the heat development calculations, as are also the locations and number of heat measurement points in the various structural parts.